



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIVATES  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES:  
ESTUDO DE CASO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL NA CIDADE DE  
LAJEADO/RS**

Eduardo Black Kroth

Lajeado, julho de 2016

Eduardo Black Kroth

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES:  
ESTUDO DE CASO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL NA CIDADE DE  
LAJEADO/RS**

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II, na linha de formação específica em Engenharia Civil, do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Dra. Emanuele Amanda Gauer

Lajeado, julho de 2016

Eduardo Black Kroth

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES:  
ESTUDO DE CASO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL NA CIDADE DE  
LAJEADO/RS**

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II, na linha de formação específica em Engenharia Civil, do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Profa. Dra. Emanuele Amanda Gauer (orientadora)  
Centro Universitário UNIVATES

Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos  
Centro Universitário UNIVATES

Profa. Ma. Marina Bellaver Corte  
Faculdade de Tecnologia – FTECBrasil

Lajeado, julho de 2016

Dedico este trabalho aos meus pais,  
Maurício e Graciela, essenciais para esta conquista.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me dar saúde, força e serenidade para poder alcançar esta conquista e me dar fé para ir em busca de tantas outras que virão à frente.

A toda minha família pelo incentivo ao estudo e à educação desde os primeiros tempos como criança e até hoje. Em especial aos meus pais, a base sólida para que tudo isso pudesse se tornar real e meus avós Olavo e Irmgard e Jussara e Dally (*in memorian*).

A minha namorada Raíza, pela compreensão e apoio ao longo da graduação, nos bons e maus momentos, onde sempre me incentivou.

A minha orientadora, Prof. Emanuele, pela dedicação e empenho, além dos conhecimentos transferidos ao longo de todo período da elaboração deste trabalho.

Aos docentes do curso de engenharia civil, que por várias maneiras e em várias disciplinas buscaram transferir seus conhecimentos acadêmicos e profissionais.

A equipe do Shopping Lajeado, pelo coleguismo, compreensão e apoio nos últimos três anos desta jornada. Além disso, por ceder materiais, documentos e por me dar a oportunidade de vivenciar junto com a equipe técnica a obra que foi objeto de estudo deste trabalho.

Aos amigos e demais pessoas que tiveram participação na minha caminhada ao longo desses quase sete anos de graduação.

*“Eu sou o senhor de meu destino;  
Eu sou o comandante de minha alma”.*

William Ernest Henley

## RESUMO

As fundações de qualquer edificação representam a interação entre o solo do local e a estrutura. O desempenho de uma fundação pode ser afetado por inúmeras situações, ou uma combinação delas, em que pode-se perder parte ou toda a sua característica principal, que é transmitir as cargas da edificação para o solo de forma segura. Se for comprovado que o recalque não está de acordo com o recalque admissível para a estrutura, deve-se intervir por meio de reforço estrutural das fundações, que tem o objetivo de buscar novamente o equilíbrio da edificação e para que o elemento novamente absorva as cargas com segurança. Para quantificar e verificar se os recalques na fundação (desempenho inadequado do elemento) está dentro do estipulado, podem ser utilizados vários métodos de monitoramento de recalque, como pinos de referência e nivelamento topográfico e tassômetros. Para este caso utilizou-se o primeiro mencionado, onde foi inserido em 205 dos 283 pilares da edificação pinos de aço galvanizado e medição de leitura de nivelamento com nível óptico de alta precisão. A edificação estudada encontra-se em Lajeado/RS e possui fundações de estacas escavadas moldadas *in loco* e o reforço feito por meio de estacas metálicas pré moldadas cravadas no entorno da fundação antiga, solidarizando à nova com pinos grampeados na fundação antiga e novo bloco de fundação. A área de estudo delimita-se a 38 pilares, destes, 30 foram reforçados. Realizou-se a análise comparativa dos recalques de fundação medidos antes e depois dos reforços executados, bem como análise das diferenças de velocidade de recalque antes e depois do reforço, recalque total das fundações analisadas e velocidade de recalque acumulada no período estudado. Os dados dos recalques foram retirados de planilhas de acompanhamento de recalque em medições realizadas em 16/08/2014 e 30/08/2014 e a última em 06/01/2015 e 09/02/2015 (antes e após o reforço das fundações).

**Palavras-chave:** Fundações. Recalque de fundações. Reforço de fundações.

## ABSTRACT

The foundations of any building represent the interaction between the soil and the structure. The performance of a Foundation may be affected by numerous situations, or a combination of them, that could lose part or their entire main feature, which is to transmit the loads of the building to the ground safely. If it is proven that the discharge does not conform to the permissible discharge to the structure, you must intervene by means of structural reinforcement of foundations, which aims to get the balance of the building and for the element again to absorb the loads safely. To quantify and verify the repressions in the Foundation (inappropriate performance of the element) are within the stipulated can be used various methods of discharge monitoring, such as reference and topographic leveling pins and tassômetros. This case was first mentioned, where it was inserted in 205 of 283 pillars of construction galvanized steel pins and read measurement with leveling high-precision optical level. The building is designed in Lajeado/RS and has excavated piles foundations cast on the spot and the reinforcement by means of metallic piles precast Foundation in old spiked, commiserating the new pins on old Foundation and clipped new Foundation block. The study area limits-if the 38 pillars, of these, 30 have been strengthened. The comparative analysis of the repressions of Foundation measured before and after the backup run, as well as analysis of the discharge speed differences before and after the reinforcement, repression of foundations examined and discharge speed accumulated in the studied period. The data of the repressions were taken from discharge tracking spreadsheets on measurements carried out in 8/16/2014 and 8/30/2014 and the last in 1/6/2015 and 2/9/2015 (before and after strengthening of foundations).

**Keywords:** Foundations. Repression of foundations. Strengthening of foundations.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração da aparelhagem necessária para o ensaio, montada .....	27
Figura 2 – Exemplo de uma ponteira cone, mecânica .....	29
Figura 3 – Exemplo de uma ponteira cone, eletrônica, com cabeamento que transmite os dados sondados.....	29
Figura 4 – Critério de diferenciação entre fundação superficial e profunda .....	31
Figura 5 – Principais tipos de fundações rasas .....	32
Figura 6 – Estacas de aço - tipos e seções transversais .....	35
Figura 7 – Torre de cravação, com motorização e espigas que ligam a tração ao martelo, que transfere energia para o capacete acima da estaca metálica .....	36
Figura 8 – Etapas da escavação, colocação da armadura e concretagem da estaca .....	38
Figura 9 – Elementos de transferência de carga para o solo .....	41
Figura 10 – Comportamento de uma estaca .....	42
Figura 11 – Mecanismos de ruptura em estacas por diferentes autores .....	44
Figura 12 – Ruptura Generalizada .....	45
Figura 13 – Ruptura por puncionamento .....	45
Figura 14 – Ruptura localizada.....	46
Figura 15 – Esquema dos componentes do sistema de monitoramento de recalque com pinos, como sua fixação .....	48
Figura 16 – Exemplo de nível ótico de alta precisão, modelo NA2, LEICA .....	49
Figura 17 – Perfuratriz de microestacas injetadas .....	52
Figura 18 – Perfuração do método estaca-raiz .....	53
Figura 19 – Detalhe do estaqueamento adicionado às fundações da ponte Paulo Guerra .....	54
Figura 20– Mapa de localização da edificação, dentro do município de Lajeado/RS	55

Figura 21 – Detalhe das estacas escavadas pré-existentes .....	57
Figura 22 – Boletim de sondagem SPT .....	58
Figura 23 – Planta dos pilares da edificação.....	59
Figura 24– Planta dos pilares que terão suas fundações analisadas.....	60
Figura 25 – Detalhe da incorporação das novas estacas.....	61
Figura 26 – Detalhe das soldas e talas das estacas metálicas .....	62
Figura 27 – Projeto da disposição das novas estacas, pinos e bloco de fundação que incorpora a fundação existente ao reforço .....	63
Figura 28 – Planta baixa e corte da armadura do bloco que incorpora a nova e a antiga fundação.....	64
Figura 29 – Pino inserido na estrutura da edificação .....	66
Figura 30 – Medição de nivelamento. Visada com nível óptico e régua metálica .....	67
Figura 31 – Escoramento da área onde realizou-se os reforços.....	69
Figura 32 – Abertura do revestimento asfáltico e retirada do material sob a camada superior para a cravação das estacas metálicas.....	69
Figura 33 – Máquina bate-estacas na cravação dos perfis TR45 .....	70
Figura 34 – Perfil TR 45 cravado e arrasado na superfície do solo.....	71
Figura 35 – Destocamento das estacas metálicas cravadas e abertura do bloco.....	72
Figura 36 – Abertura completa do bloco e arrasamento das estacas metálicas na cota especificada em projeto (vide capítulo materiais e métodos) .....	73
Figura 37 – Limpeza da estaca preexistente e abertura dos furos para fixação dos 16 pinos de incorporação das estruturas antiga e nova .....	74
Figura 38 – Limpeza do bloco e finalização da colocação dos 16 pinos .....	74
Figura 39 – Montagem das formas do bloco e armadura, conforme projeto .....	75
Figura 40 – Concretagem do bloco de fundação com concreto de $f_{ck}=25$ MPa usinado e devidamente vibrado.....	76
Figura 41 – <i>Slump test</i> com resultado de abatimento de 8cm, dentro do estipulado em projeto .....	76
Figura 42 – Finalização dos acabamentos da superfície do bloco .....	77
Figura 43 – Retirada gradual das escoras, depois da cura do concreto do bloco, até a finalização .....	77

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de estacas .....	34
Tabela 2 – Tipos de estacas mais utilizados .....	35

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Aplicabilidade e uso de ensaios <i>in situ</i> .....	25
Quadro 2 – Espessura de compensação de corrosão .....	37
Quadro 3 – Deformações admissíveis .....	39
Quadro 4 – Problemas que podem afetar uma fundação.....	47

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Variação de nível pré e pós reforço .....	79
Gráfico 2 – Variação de nível pré e pós reforço, com leitura após o reforço proporcional a 14 dias .....	81
Gráfico 3 – Variação de nível entre a primeira e última medição .....	83
Gráfico 4 – Velocidade de recalque das séries pré e pós reforço .....	85
Gráfico 5 – Velocidade de recalque acumulado em 177 dias .....	88

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

%	Por cento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
cm	Centímetros
<i>CPT</i>	<i>Cone Penetration Test</i>
<i>CPTU</i>	<i>Piezocone Penetration Test</i>
DMT	<i>Dilatometric Test</i>
FDP	<i>Full Displacement Pressuremeters</i>
fs	Resistência de atrito lateral
kN	Quilonewton
m	Metros
m <sup>2</sup>	Metros quadrados
mm	Milímetros
mm/s	Milímetros por segundo
MPa	Mega Pascal
N	Índice SPT

NA2	Modelo do nível óptico
NBR	Norma Brasileira
°	Graus
PBP	<i>Prebored Pressuremeter</i>
Q	Capacidade de carga
qc	Resistência de ponta de ensaios CPT
Qf	Capacidade de carga de vido ao atrito lateral
Qp	Capacidade de carga da ponta de uma fundação profunda
RS	Rio Grande do Sul
SCPT	<i>Seismic Cone Penetrometer Test</i>
SCPTU	Seismic Piezocone Penetration Test
SPT	<i>Stantard Penetration Test</i>
TR	Trilho utilizado para estaqueamento
$u$	Poropressão
$\mu/\text{dia}$	Micrometro por dia

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1 Tema .....	18
1.1.1 Delimitação do tema .....	18
1.2 Problema .....	19
1.3 Hipóteses .....	19
1.4 Objetivos .....	20
1.4.1 Objetivo principal .....	20
1.4.2 Objetivos específicos .....	20
1.5 Justificativa .....	20
1.6 Estrutura da pesquisa .....	21
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>23</b>
2.1 Introdução ao tema .....	23
2.2 Investigação do subsolo .....	23
2.2.1 SPT - <i>Standard Penetration Test</i> .....	26
2.2.2 Ensaio de cone e piezocone .....	27
2.3 Tipos de fundações .....	30
2.3.1 Fundações rasas .....	31
2.3.2 Fundações profundas .....	33
2.3.2.1 Estacas pré-moldadas metálicas .....	34
2.3.2.2 Estacas escavadas mecanicamente, moldadas <i>in loco</i> .....	38
2.4 Recalque em fundações .....	39
2.4.1 Estimativa de recalque e recalques admissíveis .....	39
2.4.2 Mecanismos de ruptura .....	43
2.4.3 Motivos que levam uma estrutura a sofrer recalque excessivo (prejudicial à segurança) .....	46
2.4.4 Métodos de avaliação de recalque em fundações .....	47
2.4.4.1 Pinos de referência e nivelamento para controle de recalque .....	48
2.4.4.2 Tassômetro .....	50
2.4.5 Velocidades de recalque .....	50
2.5 Reforço de fundações .....	51
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>55</b>
3.1 A Edificação - características, número de pilares e tipo de fundação .....	55
3.3 Delimitação da área - Número de pilares e reforços .....	58



3.4 Reforço de fundação.....	60
3.5 Métodos para o acompanhamento dos recalques .....	65
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>68</b>
4.1 Execução do reforço .....	68
4.2 Análise dos resultados das medições de nivelamento topográfico .....	78
4.2.1 Variação de nível entre as séries de medição .....	78
4.2.2 Variação de nível total no período das medições .....	82
4.2.3 Variação de velocidade de recalque entre as séries .....	84
4.2.4 Velocidade acumulada nas duas séries .....	87
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>90</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>92</b>
<b>APÊNDICE A – Planilha de medição de nivelamento, variações de nível, e velocidades de recalque por período de leitura. Os pilares demarcados com cor diferente, não sofreram reforço em suas fundações .....</b>	<b>97</b>
<b>APÊNDICE B – Planilha demonstrativa da Interpolação para gerar o gráfico de velocidade de recalque deduzindo um período de 14 dias para a segunda série. Os pilares demarcados com cor diferente, não sofreram reforço em suas fundações .....</b>	<b>99</b>
<b>APÊNDICE C – Planilha de variação total de nível, entre a primeira e última leitura de nivelamento .....</b>	<b>101</b>
<b>APÊNDICE D – Velocidade acumulada dos recalques, considerando 177 dias entre a primeira e última leitura .....</b>	<b>102</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As fundações de qualquer edificação representam a interação entre o solo do local e a estrutura. Elas recebem as cargas da edificação e transmitem para o solo. Existem as fundações rasas (ou diretas) que transmitem a carga única e exclusivamente pela sua base e devem ser assentadas a uma profundidade que não ultrapasse duas vezes a sua menor dimensão da base, não superando os três metros. Há também as profundas, que além de transmitir a carga pela base, (ou ponta) transmite também pelo fuste, por meio de atrito lateral. Cada tipo de fundação demanda uma compreensão analítica específica. A solução para um mesmo projeto pode adquirir inúmeras formas e tipos de fundação de acordo com o entendimento de cada profissional, sempre buscando harmonizar a viabilidade técnica com a econômica.

Entretanto, o desempenho de uma fundação pode ser afetado por inúmeros fatores, como ausência, insuficiência, falha ou interpretação inadequada da investigação do subsolo, mau comportamento da interação solo-estrutura, especificações construtivas inadequadas, falhas na execução, sobrecarga ou troca de uso da edificação, pós-conclusão e choques ou vibrações. Quando ocorre uma dessas situações, ou uma combinação delas, a estrutura de fundação pode perder parte ou toda a sua característica principal, que é transmitir as cargas da edificação para o solo de forma segura.

Dentre os métodos existentes para monitoramento do recalque de uma fundação, pode-se utilizar o método de nivelamento topográfico. Este método consiste de pinos inseridos normalmente nos pilares da edificação que são medidos

verticalmente, com nível óptico de alta precisão em séries de medição pré-definidas, onde acompanha-se a diferença de nível entre as medições. O limite para rotações relativas em uma edificação, cujo valor antecede a estrutura, chega ao estado limite último de 1/150, conforme Eurocode (2013). Este valor é a razão entre a diferença de recalque de duas fundações subsequentes e o vão entre elas. Outro fator importante a ser analisado é a velocidade em que o recalque ocorre na edificação, que segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), para prédios com mais de cinco anos é de até 10 micrômetros por dia, diferente do que Alonso (1991) prevê, onde a velocidade máxima é de 20 micrômetros por dia nestes mesmos casos.

Se for comprovado que o recalque não está de acordo com o recalque admissível para a estrutura, deve-se intervir por meio de reforço estrutural das fundações, que tem o objetivo de buscar novamente o equilíbrio da edificação e para que o elemento novamente absorva as cargas com segurança.

Este trabalho visa analisar os recalques de uma edificação comercial que teve parte de suas fundações reforçadas. Serão analisados os recalques e velocidades de recalque medidos antes e depois do reforço demonstrando se os reforços foram eficazes, parcialmente eficazes, ou não.

## **1.1 Tema**

Análise do desempenho de reforços de fundações executados com estacas metálicas cravadas, junto a fundação pré-existente, de concreto armado moldado *in loco*, de uma edificação comercial no município de Lajeado/RS.

### **1.1.1 Delimitação do tema**

Este trabalho estará limitado a informações e dados específicos de uma edificação comercial situada no município de Lajeado/RS. Na edificação serão analisados algumas das fundações, especificamente 38, dentro do universo de toda

edificação, conforme será mencionado no Capítulo Materiais e Métodos. A pesquisa é embasada no pressuposto de avaliar se a solução encontrada para conter os recalques de fundação foi eficaz, parcialmente eficaz, ou não. Não foram abordadas as causas ou as patologias que podem ter levado ao recalque.

## **1.2 Problema**

Os reforços de fundação executados tiveram seu objetivo alcançado, que é o de levar os níveis de velocidade de recalque para dentro dos limites aceitáveis para esse tipo de edificação, restabelecendo a absorção das cargas de forma segura?

## **1.3 Hipóteses**

a) os recalques e velocidades de recalque nas fundações estudadas sofreram drásticas diminuições em comparação aos recalques anteriores ao reforço das fundações, mostrando a eficácia da intervenção;

b) os recalques e velocidades de recalque nas fundações estudadas sofreram diminuição parcial, ou seja, algumas fundações diminuíram seus índices de recalque drasticamente e outras pouco alterou-se ou até mesmo aumentou.

c) os recalques e velocidades de recalque nas fundações que sofreram intervenções por meio de reforço de fundações não mostraram diminuição, o que comprova a ineficácia do reforço.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo principal**

Este trabalho tem como objetivo principal analisar os recalques e suas velocidades de recalque das fundações de um prédio comercial localizado na cidade de Lajeado, antes e após a intervenção por meio de reforço estrutural das fundações.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

O objetivo geral foi alcançado através do desenvolvimento dos objetivos específicos mencionados a seguir:

- analisar as velocidades de recalque nos períodos predeterminados e acumulada (total);
- analisar os recalques nos períodos predeterminados e os recalques acumulados(totais) ;
- analisar a eficácia do reforço de fundações com base nas planilhas de nivelamento dos pilares, comparando as medições antes do reforço com as medições após o reforço de fundações executado.

## **1.5 Justificativa**

A importância de monitorar os índices de recalque em fundações de uma edificação, de modo que se possa comparar os valores de nivelamento topográfico com os limites pré-estabelecidos por inúmeros especialistas e estudiosos da área,

torna a pesquisa bibliográfica e os experimentos relevantes. A prática de monitoramento é fundamental quando há dúvidas sobre a eficiência dos elementos de fundação e pode iniciar uma investigação mais aprofundada, cujos objetivos finais são a segurança das pessoas que transitam na edificação e a segurança ao investimento financeiro realizado. Toda edificação sofre recalque, porém existem recalques admissíveis e toleráveis sem que seja necessária qualquer intervenção. O reforço de fundação, por sua vez, é a medida tomada quando o monitoramento de recalque aponta para recalques inadmissíveis e uma possível falha do sistema solo-fundação. Acompanhar os recalques pré e pós-reforço de fundações é de grande importância para definir se de fato os reforços cumpriram o papel a que foram designados, de restabelecer a eficácia na absorção das cargas da edificação para o solo, com segurança.

## **1.6 Estrutura da pesquisa**

A pesquisa será estruturada em cinco capítulos. Após a introdução, no capítulo 2, intitulado Referencial Teórico, é apresentado primeiramente um resumo histórico das fundações. Após, os principais tipos de fundações, com ênfase nas escavadas moldadas *in loco* e pré-moldadas em aço. Junto a isso, os tipos de sondagens mais utilizadas atualmente no Brasil. Posteriormente são apresentados os recalques admissíveis em edificações e métodos que mensuram os recalques, bem como tipos de reforço de fundações usualmente utilizados.

O capítulo 3 discorre sobre os materiais e métodos utilizados no trabalho. Aborda-se como foi realizada a pesquisa e quais os materiais que serão utilizados na elaboração dos experimentos e comprovações.

O capítulo 4, denominado Resultados e Discussão, aborda os resultados e análises realizadas, expressos por meio de planilhas de monitoramento de recalque e gráficos comparativos, assim como comparações com a literatura abordada nos capítulos anteriores.

No capítulo 5, fez-se as considerações finais. As considerações finais fazem um apanhado de todo o trabalho, mencionando todas as etapas que constituem a pesquisa e as conclusões que foram encontradas, por meio de pesquisas bibliográficas e experimentos.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Introdução ao tema**

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), a fundação é resultante de uma necessidade de transmissão das cargas de uma construção por meio de sua estrutura. No entendimento de Velloso e Lopes (1998), a concepção de fundações é, na realidade, um misto de ciência e arte.

Ainda, os mesmos autores afirmam que, normalmente, o custo de uma fundação é variável, dependendo das cargas aplicadas e das condições do subsolo, que nos casos correntes pode situar-se entre 3 e 6% do custo total da obra para a qual serve o elemento de base. Em casos excepcionais, dependendo do tipo da estrutura que será suportada, das solicitações correspondentes e condições adversas do subsolo, é possível chegar a porcentagens superiores, em alguns casos atingindo 10 a 15% do custo global da obra.

### **2.2 Investigação do subsolo**

A investigação do subsolo está na engenharia geotécnica, que é subdisciplina da engenharia civil e que estuda materiais naturais encontrados próximos a superfície da terra.



Nos projetos e obras de fundação, é importante conhecer os estratos, ou seja, as camadas reais do solo de um determinado local. Também é importante a análise dos resultados de ensaio em laboratório das amostras de solo obtidas nas várias profundidades e as observações feitas durante a construção em condições similares (DAS, 2011). Os objetivos da exploração do subsolo são definidos pelo autor como:

1. determinar a natureza do solo local e sua estratificação;
2. obter amostras amolgadas e indeformadas do solo para identificação visual e ensaios de laboratório apropriado;
3. determinar a profundidade e a natureza do leito rochoso, se e quando encontrado;
4. realizar alguns ensaios *in situ*, tais como ensaio de condutividade hidráulica, ensaio de palheta e ensaio de penetração dinâmica (SPT);
5. observar as condições de drenagem do local e para o local;
6. avaliar qualquer problema especial de construção em relação às estruturas próximas existentes;
7. determinar a posição do nível do lençol freático.

Ao entender de Schnaid (2000), o conhecimento do subsolo é pré-requisito para projetos de fundações que levem em conta a segurança e a economia. Junto a isso, observa-se que no Brasil, o custo para execução de sondagens de reconhecimento do subsolo varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, sendo que as informações geotécnicas obtidas são indispensáveis para a futura previsão de custos fixos relacionados a construção da edificação em si. No Quadro 1, pode se verificar os diferentes tipos de sondagens em relação a sua aplicabilidade.

Quadro 1 - Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

GRUPO EQUIPAMENTO		IDENTIFICAÇÃO				PARÂMETROS								
		Tipo												
		Solo	Perfil	i u	$\phi'$	Su	Dr	mv	Cv	K	G0	$\sigma_h$	OCR	$\sigma-\epsilon$
Penetrômetro	DINÂMICO	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	MECÂNICO	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	ELÉTRICO (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	PIEZOCONO (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	SISMICO (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	DILATÔMETRO (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	SPT	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	RESISTIVIDADE	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	PRÉ FURO (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	AUTO-PERFURANTE (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	CONE-PRESSIÔMETRO (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	PALHETA	B	C	-	A	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	ENSAIO DE PLACA	C	-	-	B	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	PLACA HELICOIDAL	C	C	-	B	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	PERMEABILIDADE	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	RUPTURA HIDRÁULICA	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	SÍSMICO	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A=Alta; B=Moderada; C=Baixa; - = Inexistente.

Fonte: Adaptado de Lunne *et al.* (1997, *apud* SCHNAID, 2000).

Dentre os tantos métodos de sondagem para investigação do subsolo, demonstrados no quadro acima, este trabalho aborda os ensaios de *Standard Penetration Test (SPT)*, *Cone Penetration Test (CPT)* e *Piezocone Penetration Test (CPTU)*, pois tratam-se das ferramentas de investigação geotécnica mais utilizadas atualmente no país.

### 2.2.1 SPT - *Standard Penetration Test*

O SPT é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta para investigação do subsolo no mundo, segundo Schnaid (2000). Ainda, para o autor, o método consiste na sondagem por meio de um trado e circulação de água, utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação, onde as amostras do solo são coletadas a cada metro de profundidade. Essa coleta é feita por um amostrador padrão, de diâmetro de 50mm. Isso vem de encontro ao que dispõe a NBR 6484 (ABNT, 2001), que apresenta que este amostrador é inserido utilizando uma cabeça de bater que recebe o impacto de um martelo com 65kg e deve ser solto a uma altura de 75cm de altura, devidamente centralizado e segura com haste guia.

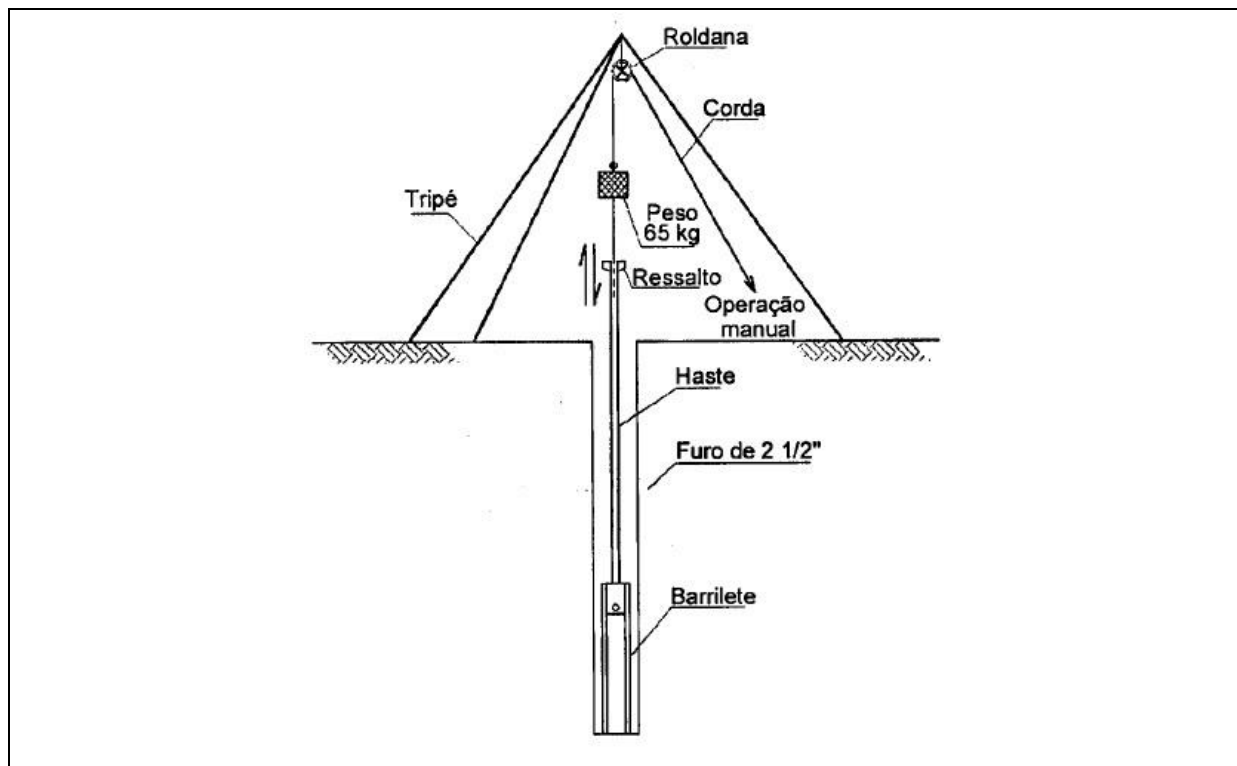
Quaresma *et al.* (1998), expõem que o procedimento de deixar cair o peso de 65kg deve fazer com que penetre 45cm do amostrador no solo. Conta-se o número de quedas do martelo, necessárias para a cravação de cada um dos três segmentos de 15cm do total de 45cm. A soma do número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30cm do amostrador é chamada de N.

Após os procedimentos de sondagem de simples reconhecimento, é importante que as medidas sejam corrigidas, e que há limitações no ensaio, considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões. Para isso, deve-se considerar que a energia nominal transferida ao amostrador, não é a mesma de queda livre teórica transmitida pelo martelo. No Brasil, é considerado uma energia da ordem de 70% da energia teórica, diferente dos Estados Unidos e Europa, onde o sistema é mecanizado e a energia liberada é de aproximadamente 60% (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Ao entender de Velloso e Lopes (2010), a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de  $N_{60}$ . Como disposto acima, no Brasil ainda há uma disparidade em comparação aos modelos internacionais, no quesito energia aplicada, deve-se majorar o valor medido de  $N_{SPT}$  obtido em uma sondagem brasileira em 10 a 20%. O valor de  $N_{60}$ , pode ser obtido pela equação:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \text{Energia aplicada} / 0,60 \quad (1)$$

Figura 1 – Ilustração da aparelhagem necessária para o ensaio, montada



Fonte: Adaptado de Schnaid (2000, p. 10).

Quanto ao número e locação das sondagens, a NBR 8036 (ABNT, 1983) apresenta que as sondagens devem ser de, no mínimo, uma para cada 200m<sup>2</sup> de área da projeção em planta do edifício, até 1.200m<sup>2</sup> de área. Entre 1.200m<sup>2</sup> e 2.400m<sup>2</sup> deve se fazer uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excederem de 1.200m<sup>2</sup>. Para áreas acima de 2.400m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção.

### 2.2.2 Ensaio de cone e piezocone

Conforme Quaresma *et al.* (1998), o ensaio de cone holandês, também chamado de penetração estática, ensaio de cone mecânico ou simplesmente de cone, começaram a ser desenvolvidos na década de 30, no Laboratório de Mecânica dos solos de Delft, na Holanda. Nesta época, foram desenvolvidos, dois

equipamentos: o primeiro com a finalidade de obter dados sobre a consistência de depósitos de sedimentos para implantação de estradas e o segundo, com o objetivo de obter informações para o projeto de fundações em estacas, mais especificamente dados sobre camadas arenosas.

Schnaid (2000) afirma que os ensaios de cone e piezocone vem se caracterizando como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica, principalmente para determinar propriedades de depósitos de argilas moles e previsão de capacidade de carga de fundações. O ensaio de cone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica com  $60^\circ$  de ápice, a uma velocidade constante de 20mm/s. A NBR 12069 (ABNT, 1991) flexibiliza o ângulo, que pode variar entre  $55^\circ$  e  $65^\circ$ . A seção transversal do cone é normalmente de  $10\text{cm}^2$ , podendo atingir  $15\text{cm}^2$  para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Ainda, há diferença entre os equipamentos utilizados neste método, que podem ser classificados em três diferentes categorias:

a) o cone mecânico, é caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica por meio das hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica  $q_c$  e o atrito lateral  $f_s$ ;

b) o cone elétrico, que possui células de carga que são instrumentadas eletricamente e permitem a medida de  $q_c$  e  $f_s$  diretamente na ponteira;

c) o piezocone, que além das medidas elétricas de  $q_c$  e  $f_s$ , faz a contínua monitoração das pressões neutras  $u$ .

Segundo Robertson e Campanella (1989, *apud* SCHNAID, 2000) não há diferenças significativas nos procedimentos de ensaio utilizando CPT e CPTU, exceto pelo procedimento necessário à saturação do piezocone, que é obtida através da aplicação de vácuo, em câmara de calibração, onde se encontra a pedra porosa no fundo do fluido por um período de 2 a 3 horas. É importante que não só o elemento poroso seja saturado, e sim a saturação completa do piezocone. Atualmente, o equipamento mais utilizado é o cone eletrônico, diferente de quando se iniciaram essas sondagens (PENNA, 2010). A Figura 2 apresenta o exemplo de ponteira mecânica, já na 3 a eletrônica.

Figura 2 – Exemplo de uma ponteira cone, mecânica



Fonte: Adaptado de Penna (2010, p. 38).

Figura 3 – Exemplo de uma ponteira cone, eletrônica, com cabeamento que transmite os dados sondados



Fonte: Penna (2010, p. 31).

## 2.3 Tipos de fundações

No entendimento de Velloso e Lopes (2010), o projeto e execução de fundações, seja ela superficial ou profunda, requer um conhecimento não só do cálculo estrutural, que engloba análises estruturais e dimensionamento de estruturas de concreto armado, aço ou madeira, mas também de geotecnia. Diferente de somente o cálculo estrutural, em fundações a hipótese de que os apoios são indeslocáveis não pode ser levada em conta.

A questão principal é, a interação solo-estrutura, que deve ser analisada em conjunto, entre o engenheiro estrutural e o de fundações.

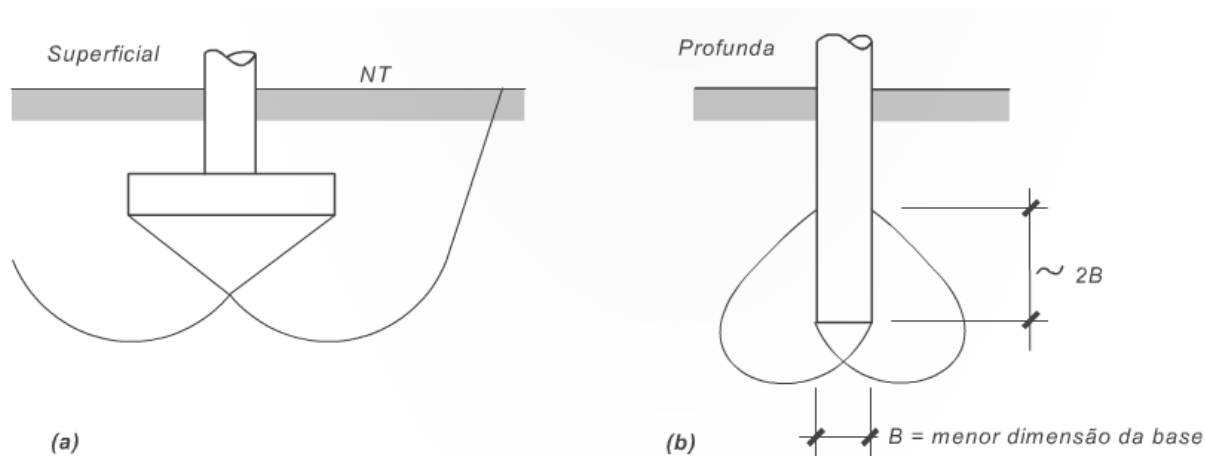
Usualmente, as fundações são divididas em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais (também chamadas de rasas ou diretas);
- Fundações profundas.

A norma NBR 6122 (ABNT, 2010) define como fundações profundas aquelas em que sua base está a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão. As fundações são definidas como o oposto, ou seja, a altura menor que duas vezes a base.

De encontro com o exposto acima, Velloso e Lopes (2010), apresentam que, outro critério, que por sua vez é arbitrário, é de que a fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base, atingem, acima dela, normalmente duas vezes sua menor dimensão. Pode-se verificar na figura abaixo o que os autores expuseram.

Figura 4 – Critério de diferenciação entre fundação superficial e profunda



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 11).

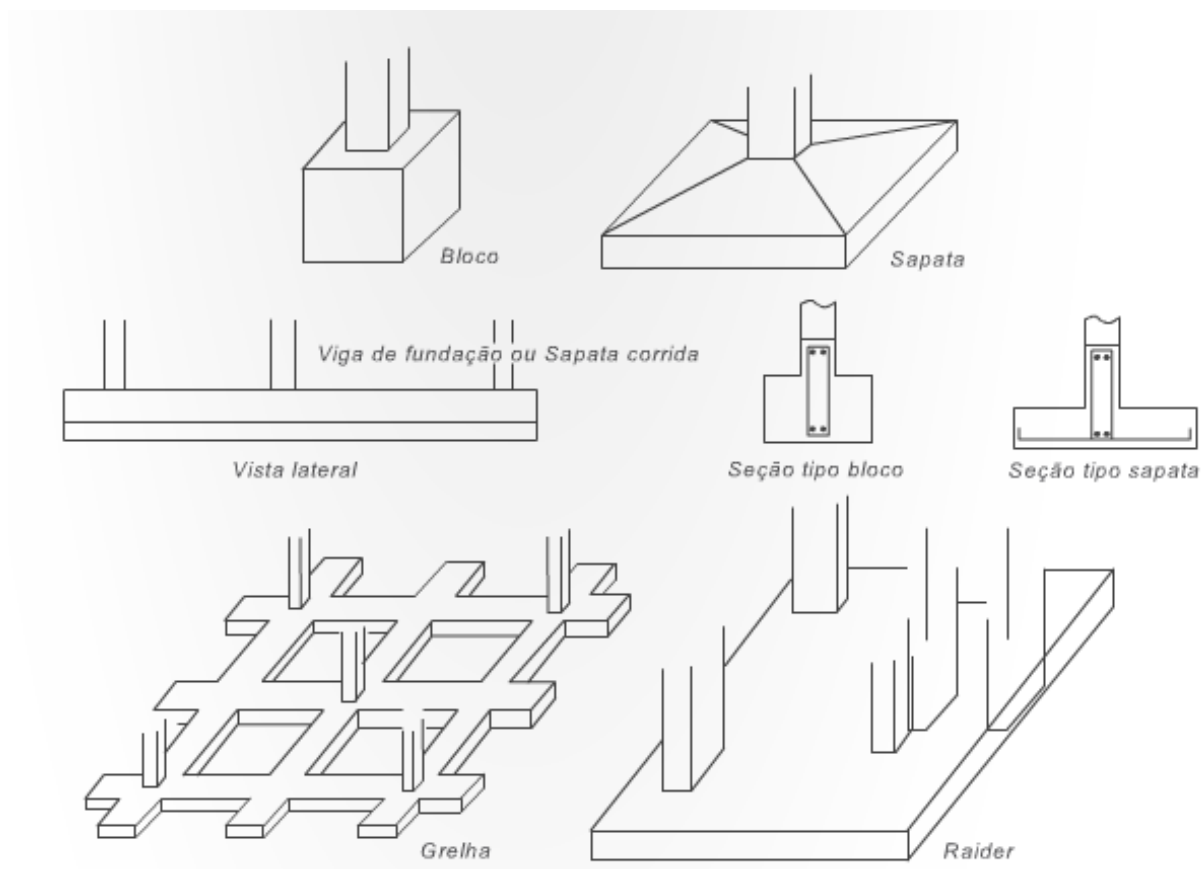
### 2.3.1 Fundações rasas

Joppert Jr. (2007), entende que a fundação rasa, desde que seja tecnicamente viável, é uma opção interessante, tendo em vista que não é necessária a utilização de equipamentos e mão de obra especializada, o que torna atraente no que se refere ao aspecto econômico.

Teixeira e Godoy (1998) apresentam que as fundações rasas (superficiais ou diretas) se apoiam sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo que está em volta. Do ponto de vista estrutural, as fundações rasas se dividem entre blocos, sapatas e *radier*.



Figura 5 – Principais tipos de fundações rasas



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 12).

Ainda, segundo Velloso e Lopes (2010), NBR 6122 (ABNT, 2010) e Teixeira e Godoy (1998), os tipos de fundações superficiais podem ser descritos, de forma sucinta, conforme está disposto abaixo:

Bloco é um elemento de fundação de concreto, dimensionado para que as tensões de tração resistam pelo próprio concreto apenas, sem haver a necessidade de armadura, trabalham a compressão. Diferentemente dos blocos, as sapatas são armadas, pois devem resistir aos esforços de tração e flexão. Por esse motivo, usualmente elas possuem menor altura comparadas aos blocos e podem assumir formatos quadrados, retangulares, trapezoidais, tanto corridas como isoladas.

Menos usuais, porém não menos importantes, estão a grelha e o *radier*. A primeira é um elemento que é constituído por várias vigas que se cruzam nos pilares, já o *radier* é uma fundação rasa que em um único elemento recebe todos os pilares da edificação.

### 2.3.2 Fundações profundas

Segundo NBR 6122 (ABNT, 2010), a fundação profunda transmite suas cargas ao terreno pela base, que é chamado de resistência de ponta e também pela superfície lateral, que é chamado de resistência de fuste. Ainda, conforme já mencionado anteriormente, a fundação profunda possui profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, tendo no mínimo 3 metros.

Fazem parte das fundações profundas as estacas, os tubulões e os caixões, sendo que os dois últimos se distinguem apenas pela geometria cilíndrica e prismática, respectivamente. A diferença entre as estacas e os demais elementos citados se dá pelo fato de as estacas não necessitarem da descida de operários ao seu interior, em nenhuma fase da execução (VELLOSO; LOPES, 2010). As estacas podem ser classificadas segundo o material empregado em sua construção, e segundo o efeito que elas produzem no solo ou tipo de deslocamento.

Desta forma, classificam-se as estacas como de deslocamento e de substituição. As estacas de deslocamento são as cravadas, pois o solo vai se deslocar horizontalmente para deixar a estaca ocupar o seu local. Já as estacas de substituição são as escavadas, onde a porção de solo que a estaca irá ocupar é previamente removida, gerando redução nas tensões horizontais.

Tabela 1 – Tipos de estacas

<b>Tipo de execução</b>	<b>Estacas</b>
Grande De deslocamento	Madeira,
	Pré-moldadas de concreto,
	Tubos de aço de ponta fechada,
	Tipo Franki,
	Microestacas injetadas
Pequeno	Perfis de aço,
	Tubos de aço de ponta aberta,
	Estacas hélices especiais
Sem deslocamento	Escavadas com revestimento metálico,
	Estacas raiz
De substituição	Escavadas sem revestimento ou com uso de lama,
	Tipo Strauss,
	Estacas hélice contínua em geral

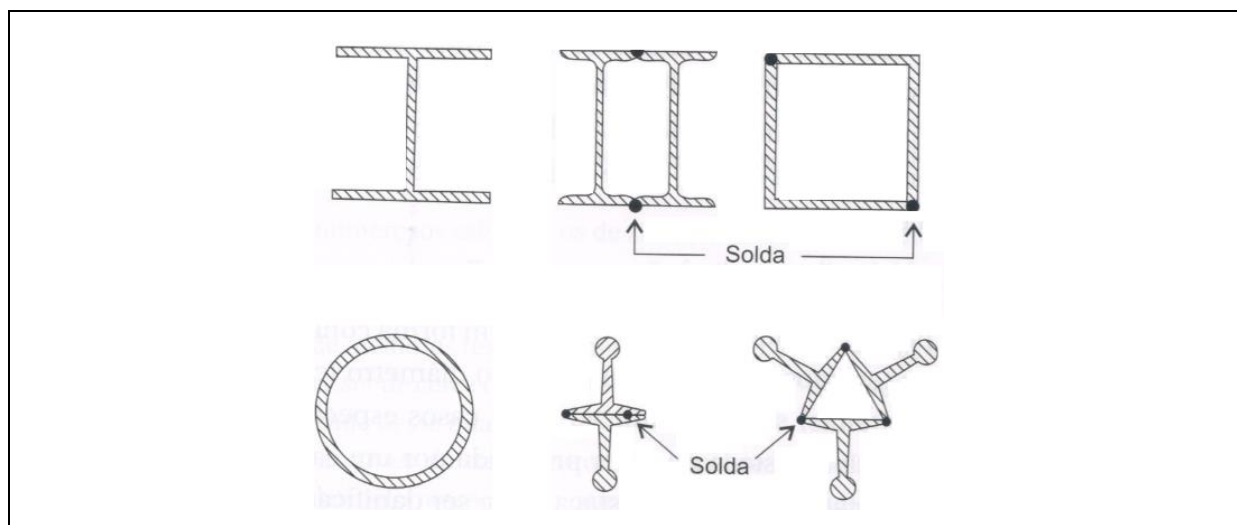
Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

A seguir, serão descritas as estacas dos tipos pré-moldada metálica e estacas escavadas mecanicamente moldadas *in loco*.

### 2.3.2.1 Estacas pré-moldadas metálicas

Conforme entendimento de Velloso e Lopes (2010) e Alonso *et al.* (1998), as estacas metálicas podem adquirir vários formatos, como perfis laminados ou soldados, tubos (calandrado e soldado ou sem costura, desde que tenha espessura de no mínimo 10mm, em função da corrosão). Estes perfis podem ser utilizados individualmente, como também podem ser associados.

Figura 6 – Estacas de aço - tipos e seções transversais



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Tabela 2 – Tipos de estacas mais utilizados

Tipo de Estaca	Tipo/Dimensão	Peso/metro (kgf/m)	Carga máx. (kN)
<b>Trilhos Usados</b>	TR 25	24,6	200
$\sigma = 80\text{MPa}$	TR 32	32	250
	TR 37	37,1	300
	TR 45	44,6	350
	TR 50	50,3	400
	2 TR 32	64	500
	2 TR 37	74,2	600
	3 TR 32	96	750
	3 TR 37	111,3	900
<b>Perfis I e H - Aço A36</b>	I 8" (203mm)	27,3	300
$\sigma = 120\text{MPa}$ Descontados 1,5mm corrosão.	I 10" (254mm)	37,7	400
	I 12" (305mm)	60,6	600
	2 I 10"	75,4	800
	2 I 12"	121,2	1200
	H 6" (152mm)	37,1	400
<b>Perfis H - Aço A572</b>	H 200mm	46,1	700
$\sigma = 175\text{MPa}$ Descontados 1,5mm corrosão.	H 200mm	59	1000
	H 250mm	73	1200
	H 310mm	93	1500
	H 310mm	117	2000

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Quanto às vantagens da utilização de estacas metálicas, Cornfield (2010, *apud* VELLOSO; LOPES, 2010), citam que os elementos podem assumir várias formas e dimensões, o que dá flexibilidade para adaptação a cada caso. Isso vem de encontro ao exposto por Alonso *et al.* (1998), que cita que estacas metálicas cravadas podem surgir como uma solução vantajosa, pois por sua flexibilidade, servem também de elemento de contenção na fase de escavação e também como fundação de pilares junto a divisa. São fáceis de transportar e manipular, pois possuem peso relativamente pequeno e grande resistência à compressão, além de serem fáceis de cravar, de fácil corte e emenda e, em casos especiais, resistentes a corrosão.

Os autores anteriormente mencionados citam que uma desvantagem deste tipo de fundação é a existência de corrosão, uma vez que ela esteja exposta a água doce e principalmente a água do mar, assim como presença de oxigênio. Em terrenos não perturbados, pode-se desconsiderar a corrosão. Ainda, o elevado custo deste tipo de fundação em comparação a outros tipos de fundações profundas, pode se mencionar como uma desvantagem.

Figura 7 – Torre de cravação, com motorização e espigas que ligam a tração ao martelo, que transfere energia para o capacete acima da estaca metálica



Fonte: Sete Engenharia (2015, texto digital).

O dimensionamento deve seguir o que está previsto na NBR 8800 (ABNT, 2008), a qual cita que uma seção reduzida da estaca, chamada de seção de sacrifício, relaciona a perda de seção por corrosão. Ainda, para perfis e trilhos usados, aceita-se uma perda de massa de no máximo 20% em relação ao valor nominal de uma peça nova, segundo NBR 6122 (ABNT, 2010).

Quadro 2 – Espessura de compensação de corrosão

<b>Classe</b>	<b>Espessura mínima de sacrifício mm</b>
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados <sup>a</sup>	3,2
<sup>a</sup> Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.	

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010, p. 34).

Velloso e Lopes (2010) entendem que a tensão característica do elemento (perfil ou trilho) deve-se limitar a  $0,3 \times f_{yk}$  se atuarem apenas esforços axiais. Como os perfis e trilhos possuem comprimentos comerciais, e a máquina que crava as estacas também possui um limite de altura, é necessário que sejam feitas emendas, por meio de talas soldadas ou parafusadas, especificadas em projeto e que atendam as solicitações.

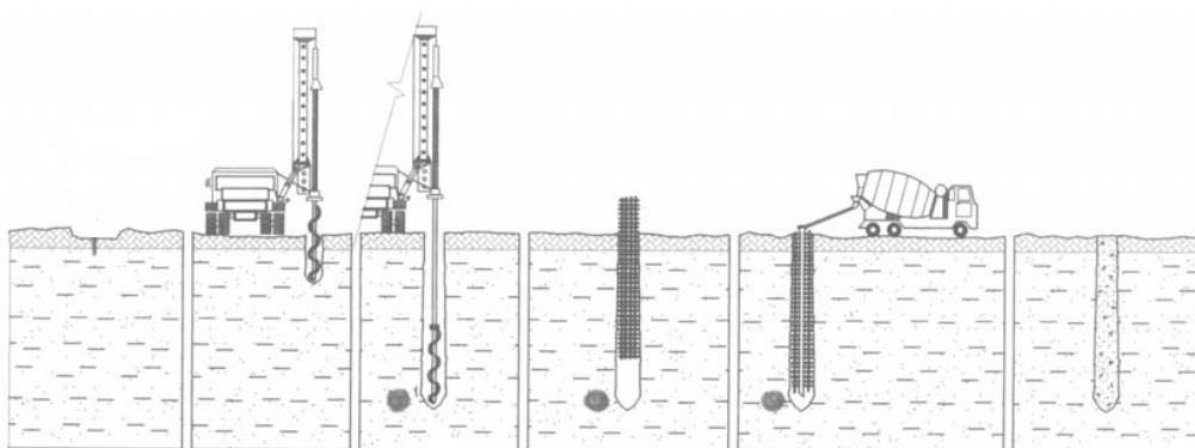
Sobre as tolerâncias do dimensionamento dos elementos e procedimento, a NBR 6122 (ABNT, 2010) prevê que as estacas devem ser retas, com fecho máxima de 0,2% do comprimento de qualquer segmento. As dimensões externas podem variar em até 5mm em relação aos valores nominais de largura e altura e na espessura variação máxima de 0,5mm em relação aos valores nominais. Nos procedimentos, deve-se atentar para a relação entre o peso do martelo e o peso da estaca, não podendo passar de 0,5, admitindo um peso mínimo para o martelo de 10kN.

### 2.3.2.2 Estacas escavadas mecanicamente, moldadas *in loco*

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define estaca escavada como um tipo de fundação profunda que é executada por escavação mecânica, com ou sem uso de lama bentonítica.

As estacas escavadas mecanicamente, chamadas também de broca mecânica, são executadas com uma perfuratriz rotativa sobre uma mesa rotativa. Na ponta há um trado helicoidal com aproximadamente 1 metro de comprimento e diâmetros que variam entre 25cm e 170cm, atingindo até 25m de profundidade. Como as escavações não são revestidas, seu uso limita-se ao lençol freático e a solos que podem desbarrancar, como areias puras. A cada metro de solo escavado, retira-se o solo que se encontra no trado, suspendendo-o e rotacionando-o fora da perfuração. Quando chega-se a cota desejada, é feito o apiloamento para compactação do solo solto no fundo do furo (JOPPERT JR., 2007).

Figura 8 – Etapas da escavação, colocação da armadura e concretagem da estaca



Fonte: Adaptado de Constancio (2005).

Quanto as vantagens do método, Joppert Jr. (2007), citam que devido a simplicidade do sistema de escavação, uma possível correção caso alguma etapa da execução dê errado, se dá de forma simples, por meio de estacas de reforço. Caso seja por falta de armação, pode-se furar a estaca já consolidada e inserir armadura com cola específica. Não há necessidade de mão de obra especializada.

Dentre as desvantagens, o mesmo autor menciona que a escavação está limitada ao lençol freático, sua perfuração pode ser barrada na presença de matacões e a profundidade máxima está na faixa dos 25m.

## 2.4 Recalque em fundações

### 2.4.1 Estimativa de recalque e recalques admissíveis

Segundo Velloso e Lopes (2010), a previsão de recalques é um dos exercícios mais difíceis da geotecnia e que os resultados devem ser encarados como uma estimativa. De encontro ao disposto acima, Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) expõem que a previsão de recalques, tanto durante a parte de projeto, quando é feita as estimativas de recalque, como na construção e após a obra consolidada, onde há dúvidas sobre efeitos adversos externos. Em todos os casos deve-se definir um limite a partir do qual ele considera risco à segurança ou ao desempenho da estrutura. A Quadro 3 resume indicações reconhecidas como referência por vários autores, onde é caracterizada as deformações admissíveis para prédios estruturados com paredes portantes armadas e portantes não armadas.

Quadro 3 – Deformações admissíveis

A) Prédios estruturados e com paredes portantes armadas				
Valores limites para rotações relativas (distorções angulares)				
	Skempton MacDonald (1956)	e Meyerhof (1956)	Polshin (1957)	e Tokar Bjerrum (1963)
Dano estrutural	1/150	1/250	1/200	1/150
Rachaduras em paredes e divisórias	1/300(mas 1/500 é recomendado)	1/500	1/500	1/500

(Continua...)



(Continuação)

B) Prédios com parede portantes não armadas				
Valores limites da razão entre $\Delta / L$ para o início de fissuras visíveis				
	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)	
Deformada côncava	1/2.500	L/H<3: 1/3.500 à 1/2.500 L/H>5: 1/2.000 à 1/1.500	1/2.500 para L/H=1 1.250 para L/H=5	
Deformada convexa	-	-	1/5.000 para L/H=1 1/2.500 para L/H =5	

Fonte: Adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2015).

O Eurocode 7 (2013) indica entre 1/2000 e 1/300 os limites para rotações relativas admissíveis, mas depende também do prédio, em muitos casos 1/500 é um valor aceitável. Para evitar atingir o estado limite último, o valor admissível é de 1/150.

Sobre as estacas escavadas mecanicamente, moldadas *in loco*, Velloso e Lopes (2010) observam que é necessário um estudo da interação estaca-solo para estimar os recalques em estacas isoladas. Na Figura 9, estão descritos os elementos de transferência de carga para o solo, onde:

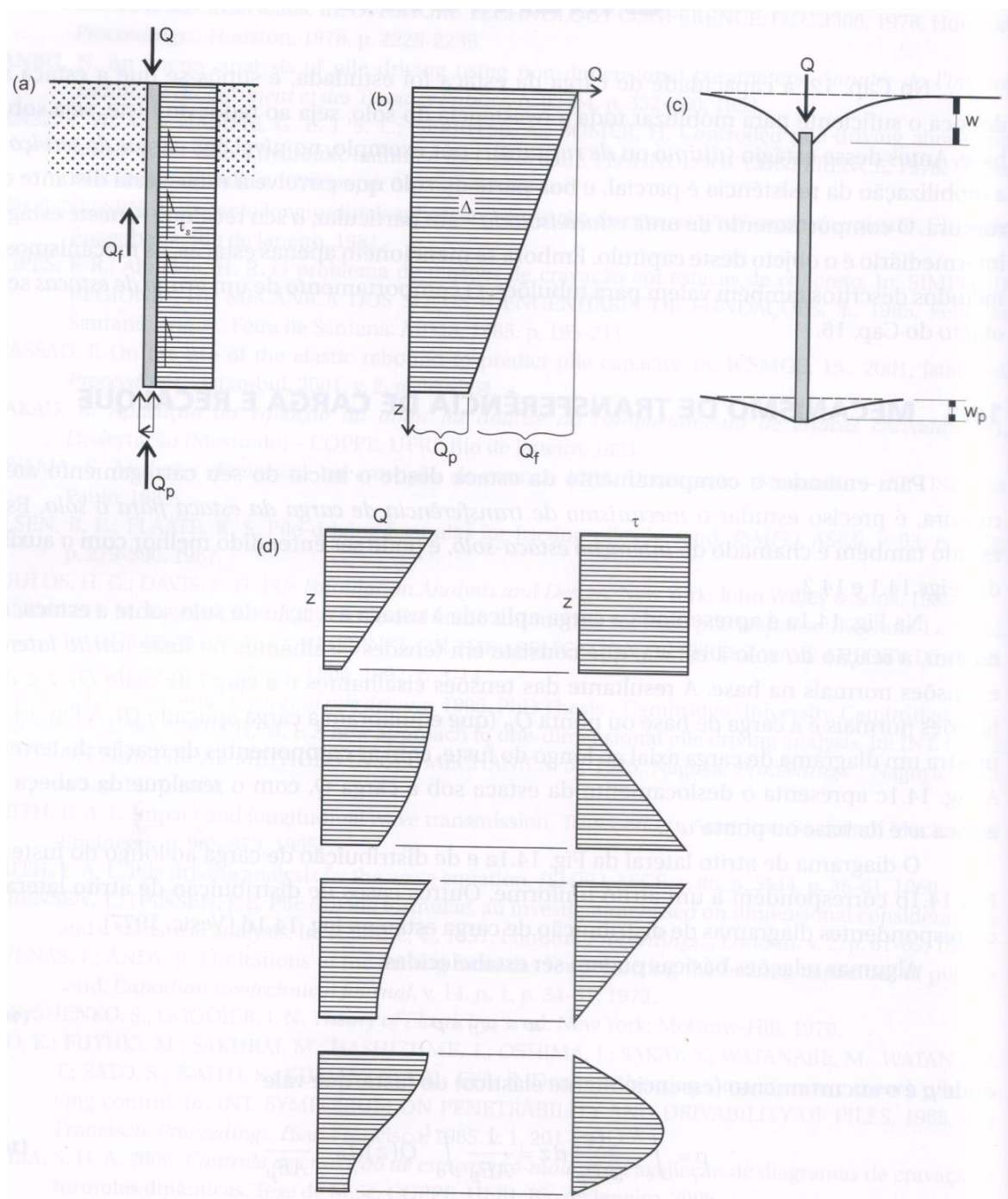
a) carga aplicada à estaca e à ação do solo sobre a estaca, que consiste em tensões de cisalhamento no fuste (atrito lateral) e tensões normais na base. A resultante das tensões cisalhantes é a carga no fuste  $Q_f$  e a resultante das tensões normais é a carga de ponta  $Q_p$ ;

b) diagrama de carga axial ao longo do fuste com a reação do terreno;

c) deslocamento da estaca sob a carga  $Q$ , com o recalque da cabeça da estaca da base;

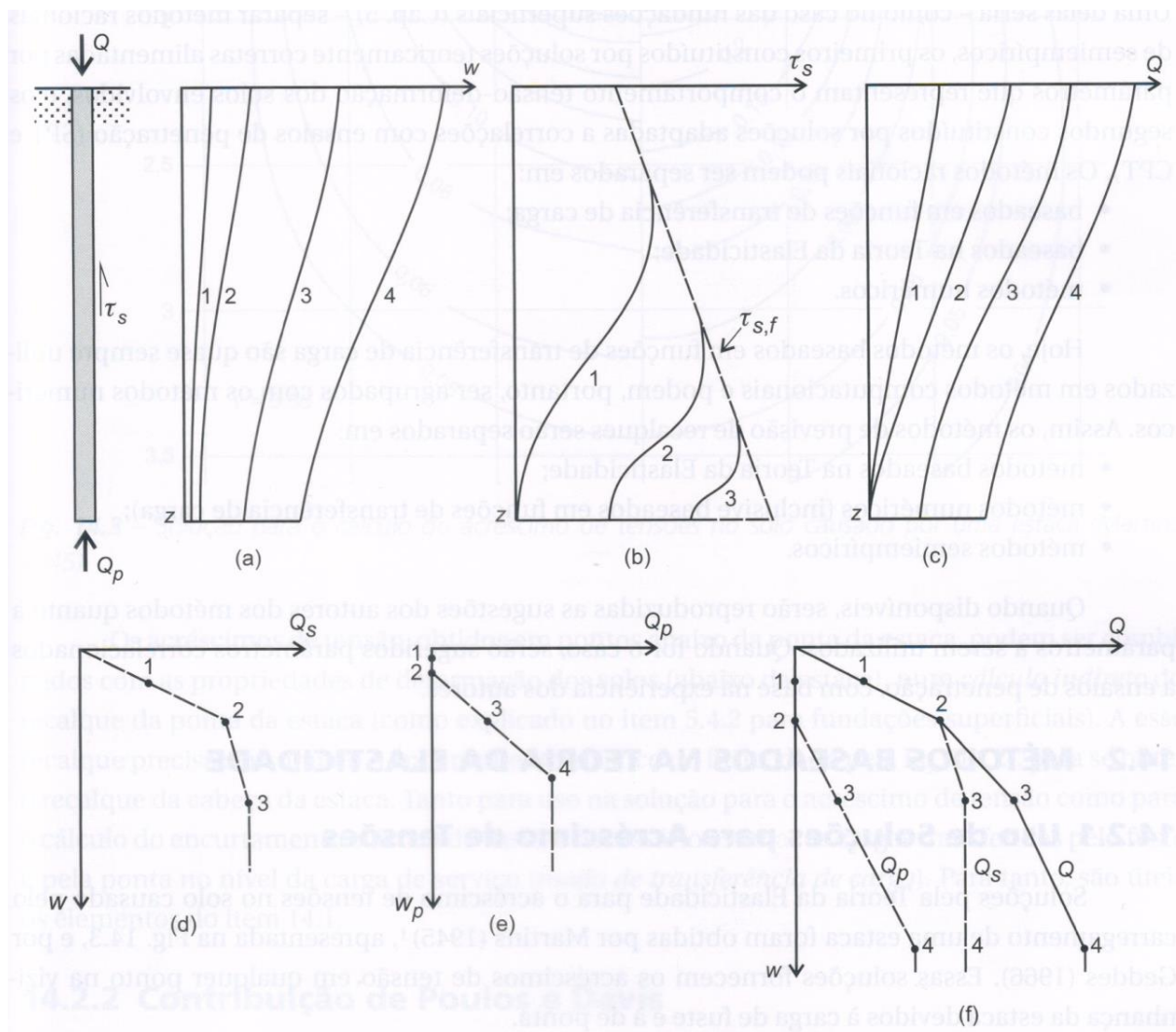
d) casos de distribuição de atrito lateral e seus diagramas de distribuição de carga.

Figura 9 – Elementos de transferência de carga para o solo



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 314).

Figura 10 – Comportamento de uma estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 315).

A Figura 10 apresenta o comportamento completo de uma estaca, relativamente esbelta e carregada até a ruptura, em termos de diagrama de deslocamento, de atrito lateral e de carga *versus* profundidade como em termos de relação carga-recalque. São expostos quatro estágios de carga, sendo o último o de ruptura. Inicialmente considera-se a capacidade elástica da estaca, pois no início do carregamento somente a parte superior desloca. Pode-se observar na figura:

a) encurtamentos sob os quatro níveis de carregamento;

b) consequência dos encurtamentos, a mobilização do atrito lateral, que precisa do deslocamento da estaca, que ocorre de cima para baixo. Os dois primeiros estágios de carga são absorvidos pelo atrito lateral;

c) assim como na imagem 6, item b, os primeiros estágios de carga são absorvidos pelo atrito lateral;

d) relação da carga de fuste *versus* o recalque médio. Quando a resistência lateral está quase esgotada, já sob o estágio de carga 3, a carga chega a base da estaca, necessitando da resistência do solo na base;

e) relação carga de base *versus* o recalque da base. A resposta do solo ao carregamento do fuste é mais rígida (menos recalque) em comparação ao carregamento da base da estaca;

f) relação carga recalque na cabeça da estaca, que é a resultante das duas ações anteriores.

Conforme entendimento de Velloso e Lopes (2010), existem vários métodos que preveem recalques, sendo que hoje em dia, os mais utilizados, inclusive por meio de ferramentas computacionais são os baseados em funções de transferência de carga e podem ser separados em:

- métodos baseados na teoria da elasticidade;
- métodos numéricos (inclusive baseados em funções de transferência de carga);
- métodos empíricos.

Ainda, conforme entendimento da NBR 6122 (ABNT, 2010), admite-se um recalque diferencial máximo de 25mm para areias e 40mm para argilas, em edifícios que não sejam compostos de alvenaria portante.

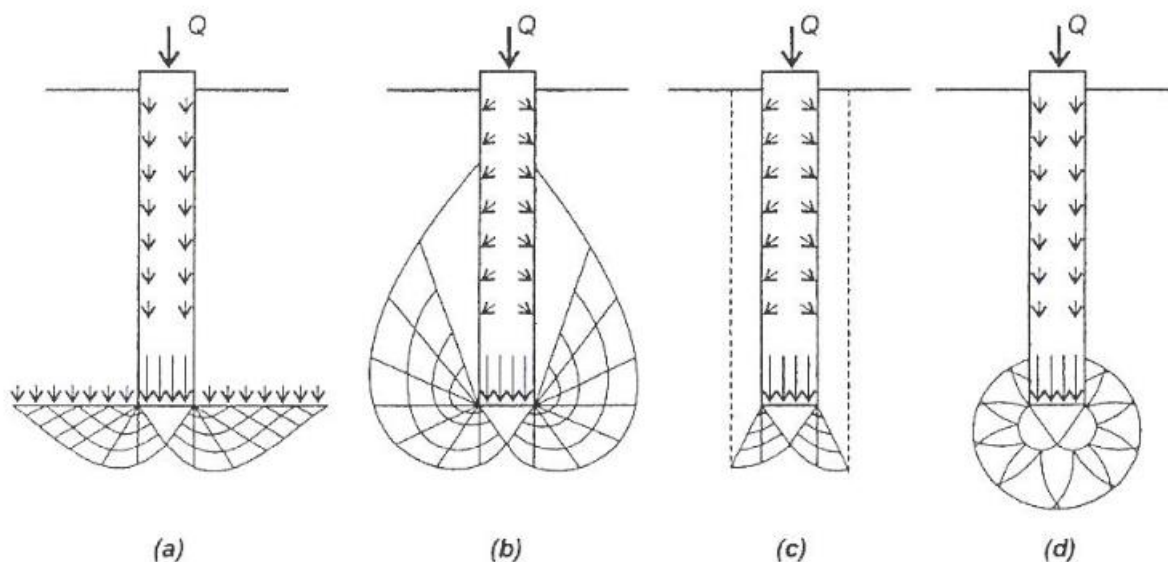
#### **2.4.2 Mecanismos de ruptura**

Normalmente o que se percebe na prática não são solos homogêneos em que a forma de ruptura é bem definida, seguindo os três modelos clássicos (ruptura generalizada, localizada ou por puncionamento) mas sim distintas formas para a

superfície de ruptura. As variáveis são as propriedades geotécnicas de cada camada de solo e as condições de carregamento, o que faz o processo se tornar mais complexo (SALES, 1998).

Para Nienov (2006), em fundações profundas, especificamente estacas, os mecanismos de ruptura se baseiam na Teoria da Plasticidade. Estes modelos supõem diferentes mecanismos de ruptura. A Figura 11 ilustra as propostas de diversos autores: a) Prandtl, Reissner, Caquot, Buisman, Terzaghi; b) De Beer, Jaky, Meyerhof; c) Berezantsev, Yaroshenko, Vésic; d) Bishop, Hill, Skempton, Yassin, Gibson.

Figura 11 – Mecanismos de ruptura em estacas por diferentes autores

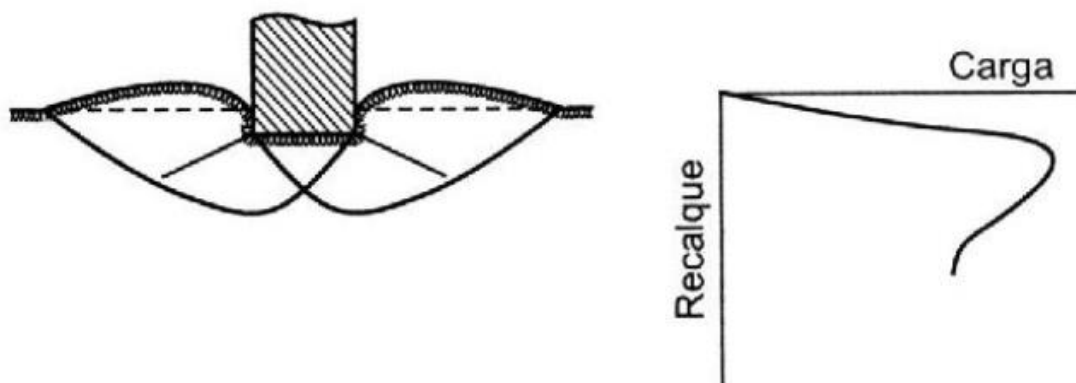


Fonte: Vesic (1965, p. 123).

Os modelos clássicos de mecanismos de ruptura, são expostos por Vesic (1975):

a) ruptura Generalizada: Ocorre quando há uma superfície de deslocamento contínua, iniciando na base da fundação, até a superfície do terreno. A Carga definida e ruptura é repentina, este tipo de ruptura ocorre em solos com alta resistência;

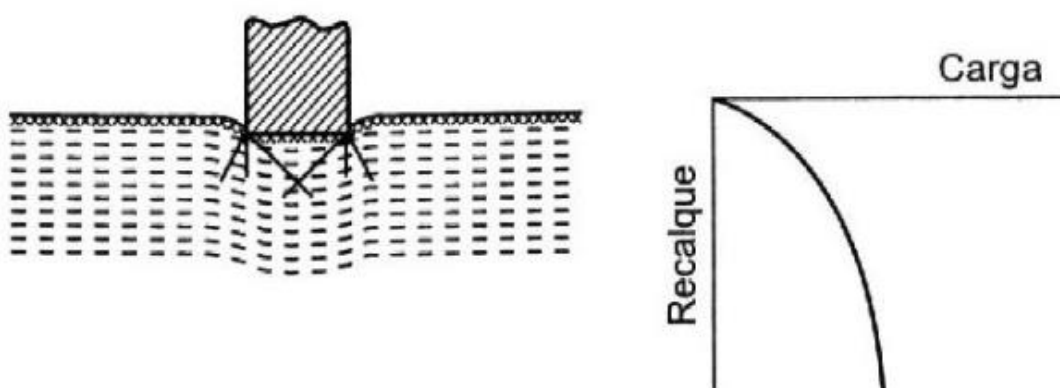
Figura 12 – Ruptura Generalizada



Fonte: Vesic (1975, p. 145).

b) ruptura por punção: Considera o afundamento da estrutura quando aplicada determinada carga. Em volta da estrutura não há alteração, sem movimentos na superfície. Esta ruptura ocorre em solos com pouca resistência.

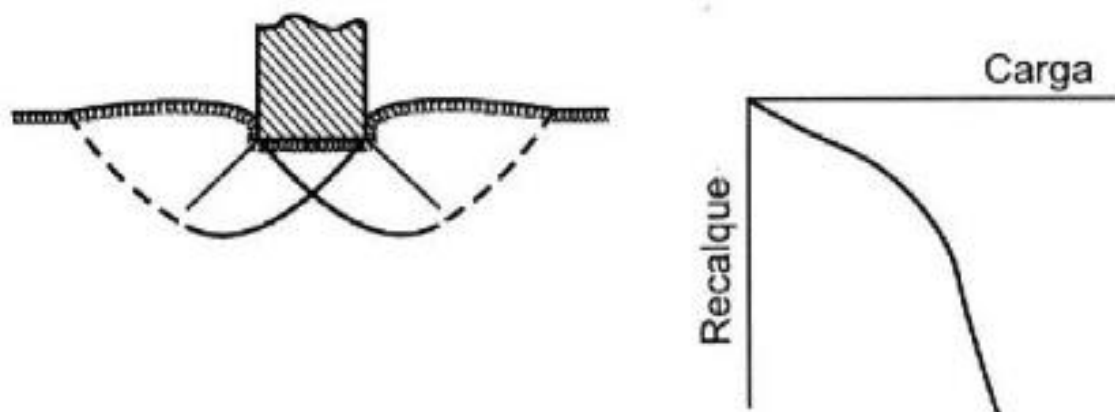
Figura 13 – Ruptura por punção



Fonte: Vesic (1975, p. 133).

c) ruptura localizada: Caracteriza-se por ser uma ruptura intermediária, onde apresenta características dos dois modelos anteriores.

Figura 14 – Ruptura localizada



Fonte: Vesic (1975, p. 135).

#### **2.4.3 Motivos que levam uma estrutura a sofrer recalque excessivo (prejudicial à segurança)**

Ao entender de Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), uma fundação adequada é aquela que possui um conveniente fator de segurança à ruptura e que transmite a carga da estrutura de forma que os recalques sejam compatíveis com o funcionamento do elemento suportado. Todas as fundações sob carga recalcam, uma vez que os solos são materiais deformáveis e que quando solicitados, mudam de volume, provocando deslocamento das fundações.

No Quadro 4, estão os principais problemas que podem afetar a fundação e seus deslocamentos, desde a etapa anterior ao projeto até o pós obra. Esta tabela foi montada seguindo as principais ideias de Milititsky Consoli e Schnaid (2015), Velloso e Lopes (2010), Joppert Jr. (2007) e Gotlieb (1998).

Quadro 4 – Problemas que podem afetar uma fundação

<b>Etapas</b>	<b>Problemas</b>
Investigação do Subsolo	Falha, insuficiência ou interpretação inadequada.
Análise e projeto	-Comportamento do solo e interação solo x estrutura desconhecido; - Análise e cálculos equivocados ou inadequados; - Especificações construtivas inadequadas; - Escolha incorreta do tipo de fundação a ser utilizada.
Execução	- Uso incorreto de técnicas construtivas; -Uso de material incompatível com projeto.
Pós conclusão	- Alteração de uso e carregamento; - Movimentos de massa devido a fatores externos; - Vibrações e choques; - Degradação.

Fonte: Do Autor (2015).

No Brasil, não há nenhum tipo de registro que identifique um número exato de edificações que sofrem com patologia nas fundações. Usualmente, apenas os casos catastróficos chegam ao conhecimento da opinião pública, fazendo com que não se tenha uma avaliação quantitativa da real extensão do problema (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2015).

Em estudo com 548 fundações problemáticas no Rio Grande do Sul, Silva (1993) aponta que em 34,5% dos casos o problema esteve na etapa da investigação do subsolo, 28,9% em eventos pós construção, 20,7% na análise de projeto e em 15,9% dos casos na execução.

#### **2.4.4 Métodos de avaliação de recalque em fundações**

Quando houver dúvidas sobre o comportamento de uma fundação, seja pelo projeto apresentar aspectos especiais ou em razão de escavações de grande porte próximas, é recomendado a realização de controle de recalques.





Figura 16 – Exemplo de nível ótico de alta precisão, modelo NA2, LEICA



Fonte: Spgeo (2015, texto digital).

Segundo Salomão e Faggion (2008), a técnica de nivelamento geométrico atende com qualidade o monitoramento de recalques, uma vez que é possível definir por esse método recalques parciais e totais e velocidade de recalque.

Para Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), a periodicidade das medidas tem relação com os efeitos a serem acompanhados, ou seja, em casos de risco pode-se verificar diariamente, semanalmente nos casos de escavações, mensalmente ou bimestralmente como rotina e semestralmente ou anualmente quando os efeitos a serem verificados são de longo prazo. Em complemento ao mencionado anteriormente, Corrêa (2012) cita que deve-se sempre que possível efetuar as medições em horários fixos e em condições similares, buscando diminuir a influência de fatores externos. As medidas são feitas em um número de séries, de nivelamento e contranivelamento, com o objetivo de aumentar a precisão.

Após no mínimo duas séries de leitura, faz-se a análise dos dados obtidos, são eles: níveis, velocidades de recalque, velocidade acumulada, recalque total (após todas séries de medidas), recalque parcial (entre determinadas séries

escolhidas). Pode-se avaliar também se o recalque da estrutura está crescendo ou decrescendo e também se a velocidade está acelerando ou desacelerando (SEIXAS; SEIXAS; SEIXAS, 2009). Este aspecto de tendência, ou seja, aceleração, constância ou redução é fundamental, segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015).

#### **2.4.4.2 Tassômetro**

Os tassômetros são instrumentos instalados em cotas previamente determinadas que são utilizados para medição de recalques profundos. Suas medidas de recalque são transferidas para a superfície, onde é executada a leitura. São instrumentos normalmente constituídos por uma haste de tubo galvanizado ancorada no interior de um furo de sondagem. Na parte superior da haste é feito o acabamento com uma calota esférica de latão, utilizada para apoio da mira. Assim como nos pinos de recalque, as leituras de nivelamento e contranivelamento são realizadas a partir de um referencial convenientemente instalado fora da área de influência (DA COSTA, 2009).

#### **2.4.5 Velocidades de recalque**

Tão importante quanto o valor absoluto dos recalques medidos é sua velocidade de ocorrência. A unidade que explicita a velocidade é micras por dia, que é a milésima parte de um milímetro. Segundo Corrêa (2012), a velocidade pode ser expressa pela equação 02.

$$V = \text{Recalque} / \text{tempo} \quad (2)$$

Alonso (1991), define que prédios em construção e apoiados em fundações rasas, podem ser considerados normais quando apresentarem velocidade de até 200 $\mu$ /dia, diferente se eles fossem apoiados em fundações profundas, que podem apresentar uma velocidade de até 100 $\mu$ /dia. Prédios com idade entre 1 e 5 anos podem apresentar velocidade entre 10 e 20 $\mu$ /dia enquanto os com mais de 5 anos

tem velocidades inferiores a  $10\mu/\text{dia}$ . Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) complementam que prédios com fundações profundas em fase de construção, podem chegar a uma velocidade de recalque de  $80\mu/\text{dia}$ .

Alonso (1991) menciona ainda, que em prédios com mais de 5 anos de idade e considerados estabilizados é usual o registro de recalques inferiores a  $20\mu/\text{dia}$ . Nestes prédios, velocidades entre  $20\mu/\text{dia}$  e  $40\mu/\text{dia}$  são considerados de moderadas a altas e acima de  $40\mu/\text{dia}$  são consideradas muito altas. O autor cita que o assunto ainda necessita mais estudo e que os valores mencionados são utilizados em sua vida profissional e utilizados em casos normais.

## **2.5 Reforço de fundações**

O reforço de fundação é uma intervenção no sistema solo-fundação-estrutura com o objetivo de modificar seu desempenho. Isto se faz necessário quando as fundações existentes se mostrem inadequadas para o suporte das cargas atuantes ou quando ocorre aumento no carregamento e este novo valor não pode ser absorvido sem riscos e reduções nos coeficientes de segurança.

Os reforços são divididos em permanentes e provisórios. O primeiro pode ser descrito como um reforço que se incorpora a fundação antiga, complementando a capacidade de suporte. O segundo é utilizado com o objetivo de permitir que sejam feitos os serviços de reforços permanentes, e aplica-se usualmente em curto prazo. Mesmo não sendo desfeitos após a conclusão da obra principal, não seriam necessários (GOTLIEB, 1998).

A escolha do tipo de solução encontrada para reforçar uma fundação está relacionada com os problemas específicos em questão. Desta forma, pode-se relacionar alguns tipos sem que necessariamente, sejam todos viáveis para um mesmo problema. São eles: reparo ou reforço dos materiais, enrijecimento da estrutura, aumento da área de apoio, melhoria das condições do solo, estacas injetadas, estacas prensadas, estacas convencionais, sapatas, tubulões e estacas adicionais em geral.

Alguns cuidados são necessários para um bom desempenho dos reforços, como garantir a continuidade da ação estrutural da peça restaurada (quando for o caso), garantir a transferência de cargas entre as peças novas e as antigas e garantir boa conexão entre o novo e o antigo concreto.

Um tipo de reforço de fundações usualmente utilizado, é por meio de microestacas injetadas. Elas são do tipo autoperfurante e consistem de barras trefiladas com um furo central em toda sua extensão. Essas barras são unidas por luvas reforçadas, tendo em sua extremidade uma broca tricone reforçada com *widea* para perfuração de pequenas rochas e com orifícios para injeção de calda de cimento. A perfuração é executada concomitantemente com a injeção de calda de cimento por rotação. Após atingir o comprimento final de perfuração, a microestaca está pronta, devendo-se apenas aguardar o tempo de cura da calda de cimento para a incorporação à estrutura antiga.

Figura 17 – Perfuratriz de microestacas injetadas



Outro tipo de reforço também bastante utilizado, é por meio de estacas-raiz, que segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) é um método onde o solo é escavado e há injeção de cimento no junto a rotação da hélice que recebe também armadura. Seu diâmetro pode variar entre 80 e 450mm e sua característica principal é a alta capacidade de carga à compressão e à tração. Apresentam recalques reduzidos, o que as torna uma boa opção para fundação de torres de linhas de transmissão, plataforma de petróleo e reforço de fundações (DA COSTA, 2009).

Figura 18 – Perfuração do método estaca-raiz

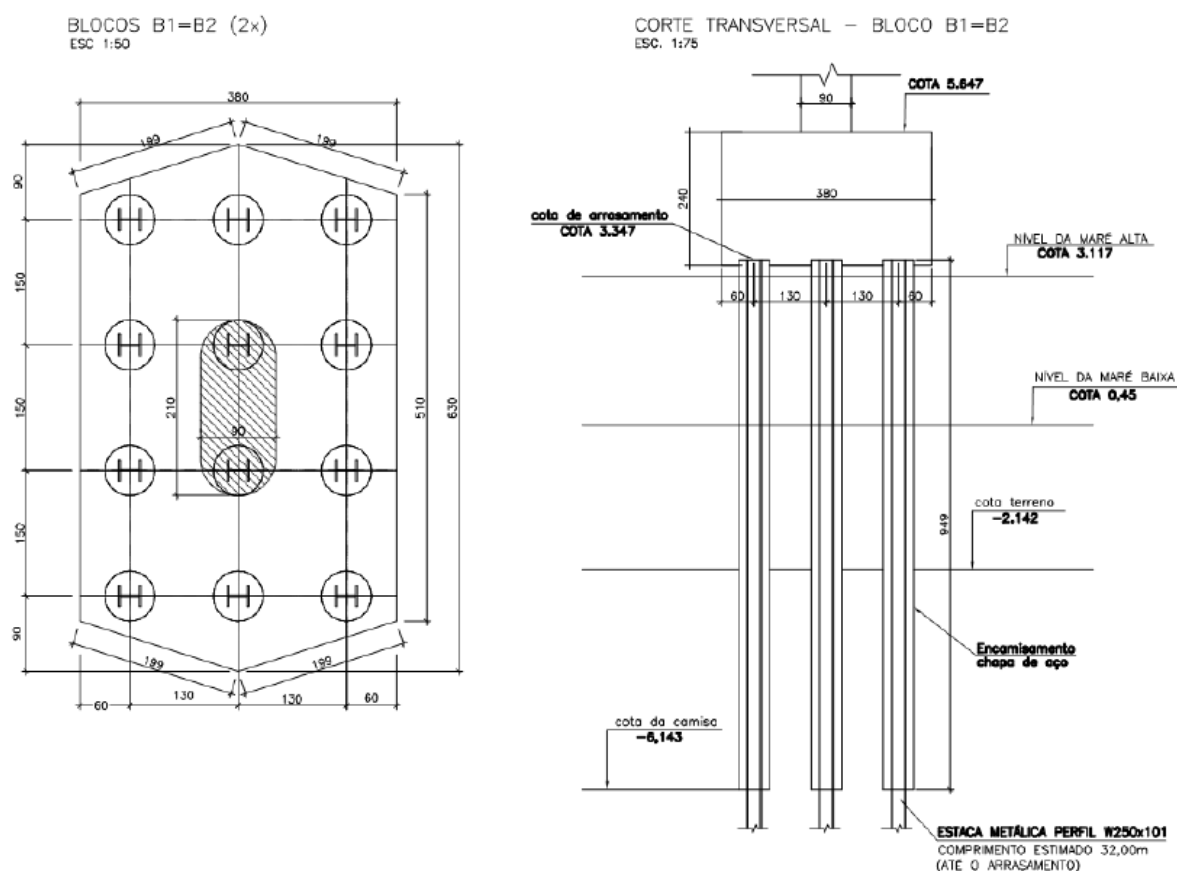


Fonte: Da Costa (2009, p. 52).

Há também o reforço de fundações por estacas metálicas cravadas, que podem assumir seções variadas de seção transversal, o que flexibiliza o projeto e dimensionamento. Vitório e Barros (2015) citam que o reforço de fundação por estacas metálicas (perfil ASTM-572-G50) foi a solução adotada para a ponte Paulo Guerra, em Recife, com 30m de comprimento, encamisadas por uma chapa de aço. O novo tabuleiro da ponte foi executado sobre uma treliça metálica apoiada nos

novos blocos de fundação. Pode-se observar na Figura 19, o detalhe do bloco de reforço com as estacas metálicas cravadas em planta e em corte, onde é possível verificar a quantidade de estacas por bloco, bem como o comprimento da fundação, até a cota estipulada.

Figura 19 – Detalhe do estaqueamento adicionado às fundações da ponte Paulo Guerra



Autor: Vitório e Barros (2015, p. 8).

O reforço de fundações por estaca metálica, se torna vantajoso tendo em vista a flexibilidade da estaca, uma vez que os perfis são variados, seu peso é relativamente baixo em comparação às outras estacas, é de fácil manuseio e não está limitada a altura, podendo assim realizar-se cortes, soldas e emendas. Junta-se ao exposto acima, sua considerável capacidade de carga, podendo resistir em até 350kN por estaca, considerando o trilho TR 45.

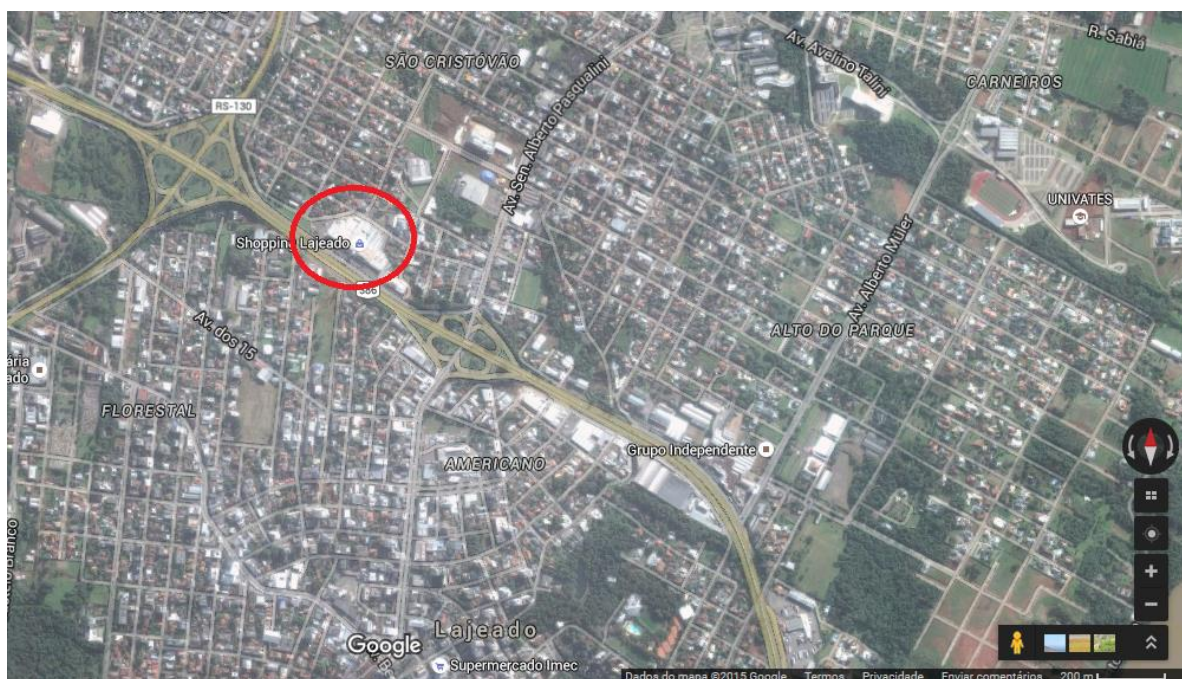


### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 A Edificação - características, número de pilares e tipo de fundação

A edificação objeto de estudo neste trabalho, localiza-se na cidade de Lajeado/RS, especificamente às margens da Rodovia BR 386, no quilômetro 346, bairro São Cristóvão, conforme Figura 20, onde a edificação está indicada em vermelho.

Figura 20– Mapa de localização da edificação, dentro do município de Lajeado/RS



Fonte: Google Maps (2015, texto digital).



A edificação estudada é utilizada como centro comercial e foi construída entre 1991 e 1994, portanto possui 22 anos de idade. O método construtivo utilizado foi o de pilares, vigas e lajes em concreto armado, moldados *in loco* e alvenarias de vedação com blocos cerâmicos vazados. Sua área total é de 39.646,28m<sup>2</sup>, divididas entre subsolo, térreo, segundo pavimento e mezanino.

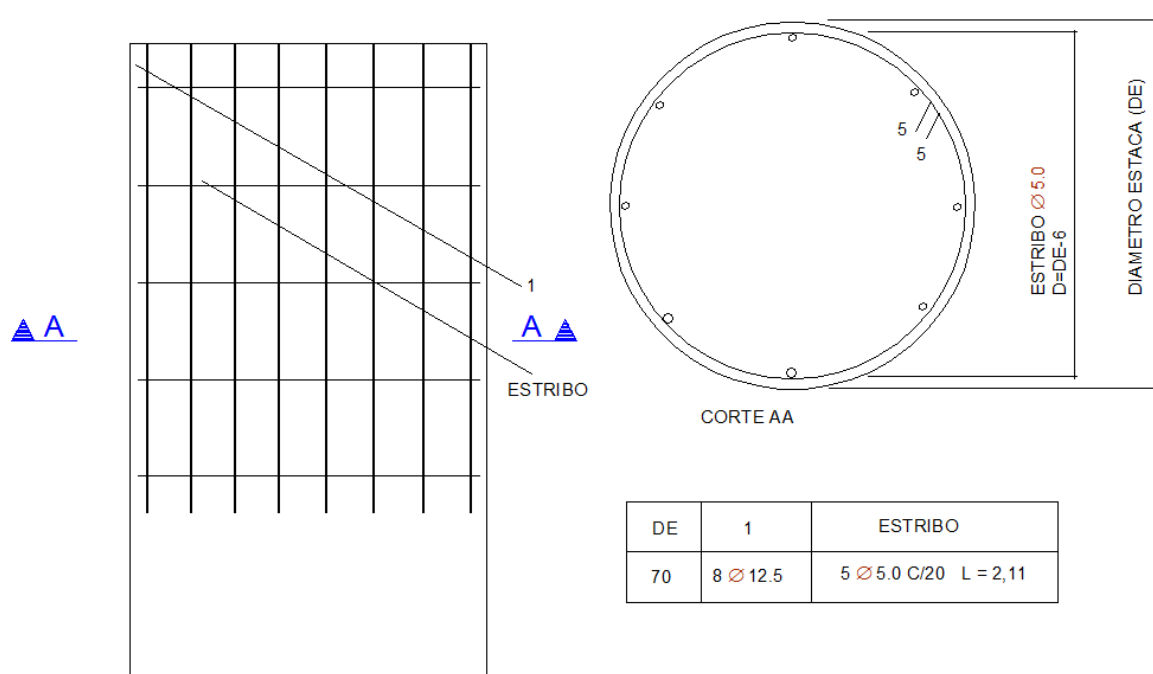
As cargas da edificação são transmitidas à fundação por meio de 283 pilares com seção transversal de 30x30cm e modulados em vãos de 7,50m. As fundações pré-existentes são de estacas escavadas, moldadas *in loco*, cujo projeto é apresentado na Figura 21.

As estacas escavadas, chamadas também de broca mecânica, são executadas com uma perfuratriz rotativa sobre uma mesa rotativa. Na ponta há um trado helicoidal com aproximadamente 1m de comprimento e diâmetros que variam entre 25cm e 170cm, atingindo até 25m de profundidade. Como as escavações não são revestidas, seu uso limita-se ao lençol freático e a solos que podem desbarrancar, como areias puras. A cada metro de solo escavado, retira-se o solo que se encontra no trado, suspendendo-o e rotacionando-o fora da perfuração.

No projeto, pode-se verificar o diâmetro da estaca, de 70cm e a armadura de 8 ferros de 12,5mm distribuídos no perímetro da fundação, com comprimento de 2,11m, além de estribos de 5mm a cada 20cm. Cada estaca está sob um pilar da edificação. Não se encontrou a planta de cargas da edificação, portanto não foi feita a análise das diferentes cargas descarregadas por cada pilar a cada fundação.

Figura 21 – Detalhe das estacas escavadas pré-existent

## DETALHE DA FERRAGEM DE FRETAGEM DAS ESTACAS



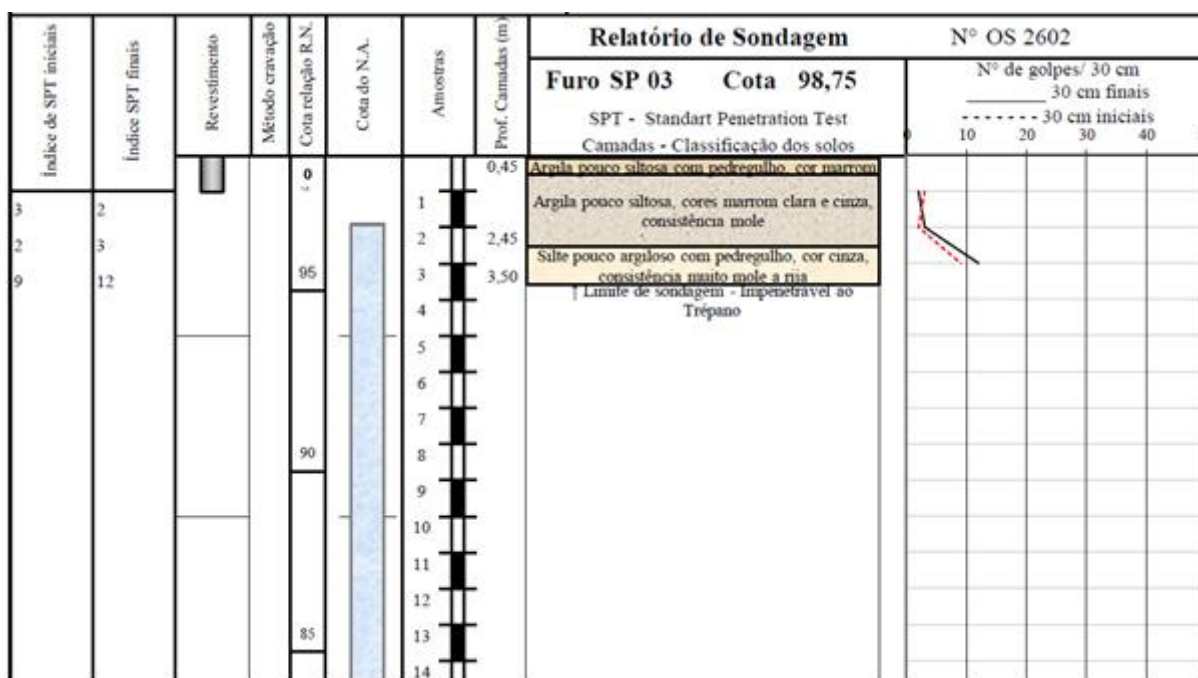
Fonte: Do autor, arquivo pessoal (1993).

### 3.2 Sondagem de reconhecimento do subsolo

Realizou-se a sondagem por percussão no entorno da edificação, uma vez que não foi realizada sondagem prévia, na implantação do prédio. Foram executados 7 furos, um deles gerou o boletim da Figura 22, representando os demais, que são semelhantes a este no que se trata do perfil do solo. Reforçando o que foi disposto na fundamentação teórica e o que recomenda a NBR 6484 (ABNT, 2001), as sondagens foram executadas inicialmente com o auxílio de umtrado-cavadeira, prosseguindo com circulação d'água e protegidas por revestimento de 2" ½. A coleta das amostras foi feita pela penetração do amostrador padrão modelo SPT, com diâmetro interno de 1" ¾ (35mm) e externo de 2" (50,8mm). A resistência à penetração do amostrador de percussão é obtida através do número de golpes de um peso de 65kg, caindo em queda livre de 75cm de altura, fornecendo assim a

indicação de compactidade dos solos arenosos e siltosos ou a consistência dos solos argilosos.

Figura 22 – Boletim de sondagem SPT



Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2015).

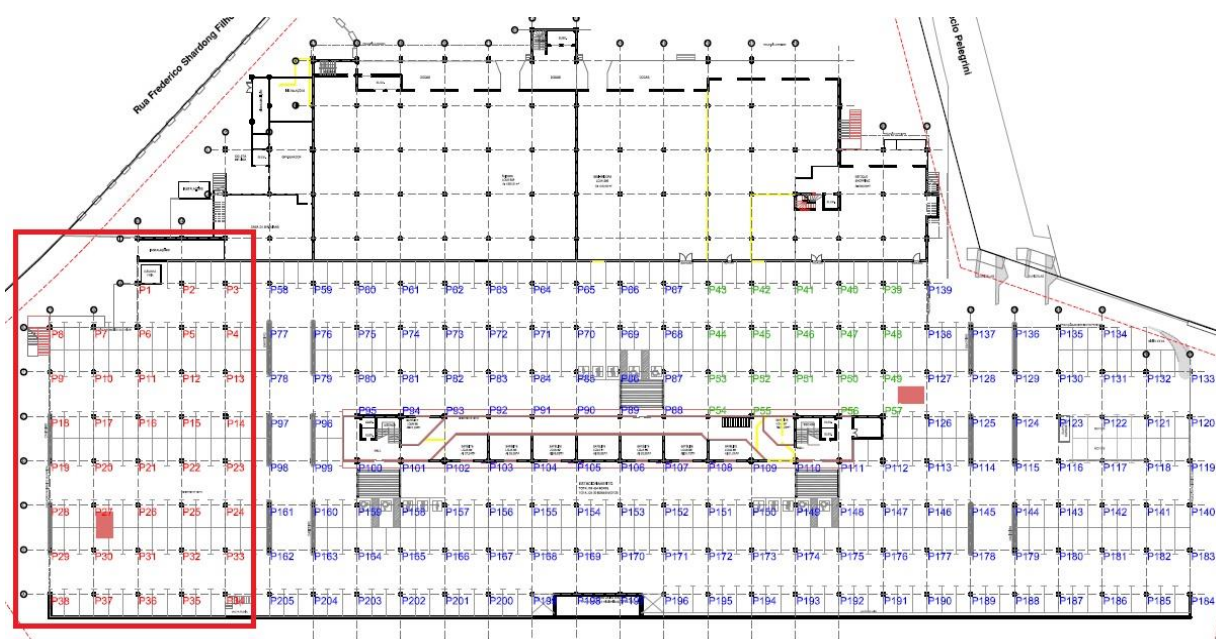
Verifica-se que as duas camadas iniciais do solo são argilas moles com NSPT menores que 4, até a cota -2,45m. A partir desta cota, observa-se a existência de um solo siltoso com resistência maior, chegando ao NSPT 12. O impenetrável ocorre à cota de 3,50m, o que provavelmente pode ser rocha basáltica, face a existência da mesma em várias investigações de subsolo desta região. Pode-se verificar também a existência de nível d'água a uma cota de -2,00m, semelhante aos demais boletins, que também apontam para essa cota.

### 3.3 Delimitação da área - Número de pilares e reforços

A edificação possui um elevado número de fundações (283), é abordado neste trabalho uma área que abrange 38 pilares com suas respectivas fundações.

Esta área, especificamente em 30 pilares, é verificada que a suas fundações sofreram intervenção por meio de reforço, por isso a escolha deste local. A Figura 23 ilustra o subsolo da edificação com a marcação de 205 pilares monitorados, que se encontram na área de estacionamento do prédio. Destacado, estão os pilares que serão estudados, conforme também Figura 23. Nesta área, dos 38 pilares, 30 sofreram intervenção por reforço de fundação, sendo os 8 que não tiveram as fundações reforçadas foram os do número 24 ao 31.

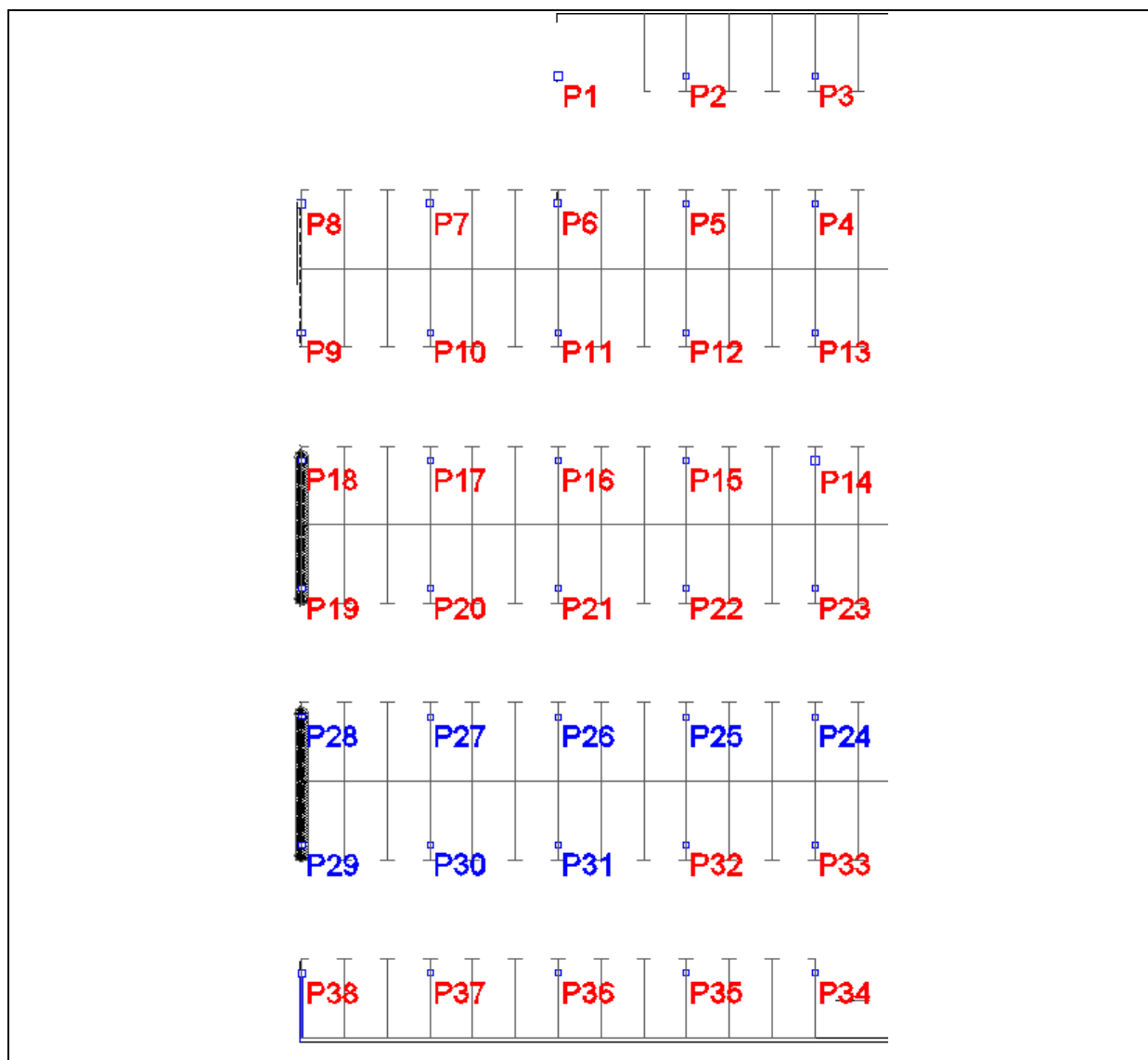
Figura 23 – Planta dos pilares da edificação



Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

Na Figura 24, pode-se verificar os 38 pilares enumerados, bem como a demarcação das vagas de estacionamento e a pista de rolagem para veículos, com vãos de 7,50m entre pilares. Estão demarcados em cores diferentes os pilares cujas fundações foram reforçadas, conforme mencionado acima.

Figura 24 – Planta dos pilares que terão suas fundações analisadas



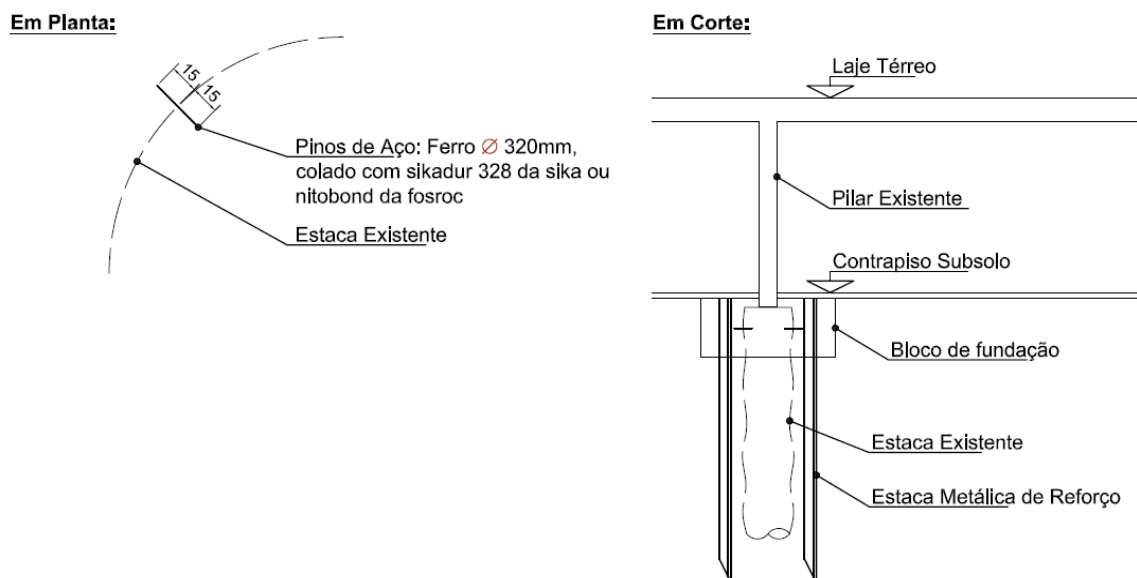
Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

### 3.4 Reforço de fundação

Os reforços consistem na cravação de quatro estacas metálicas, de trilho TR 45, que formam um bloco quadrado em volta da estaca existente, de concreto armado, com 70cm de diâmetro. Para consolidação entre a nova fundação e a antiga, utiliza-se pinos com diâmetro de 32mm e comprimento de 30cm, fixados na

fundação existente com cola epóxi, ficando 15cm embutidos na estaca de concreto e 15cm para fora, conforme pode-se observar na Figura 25.

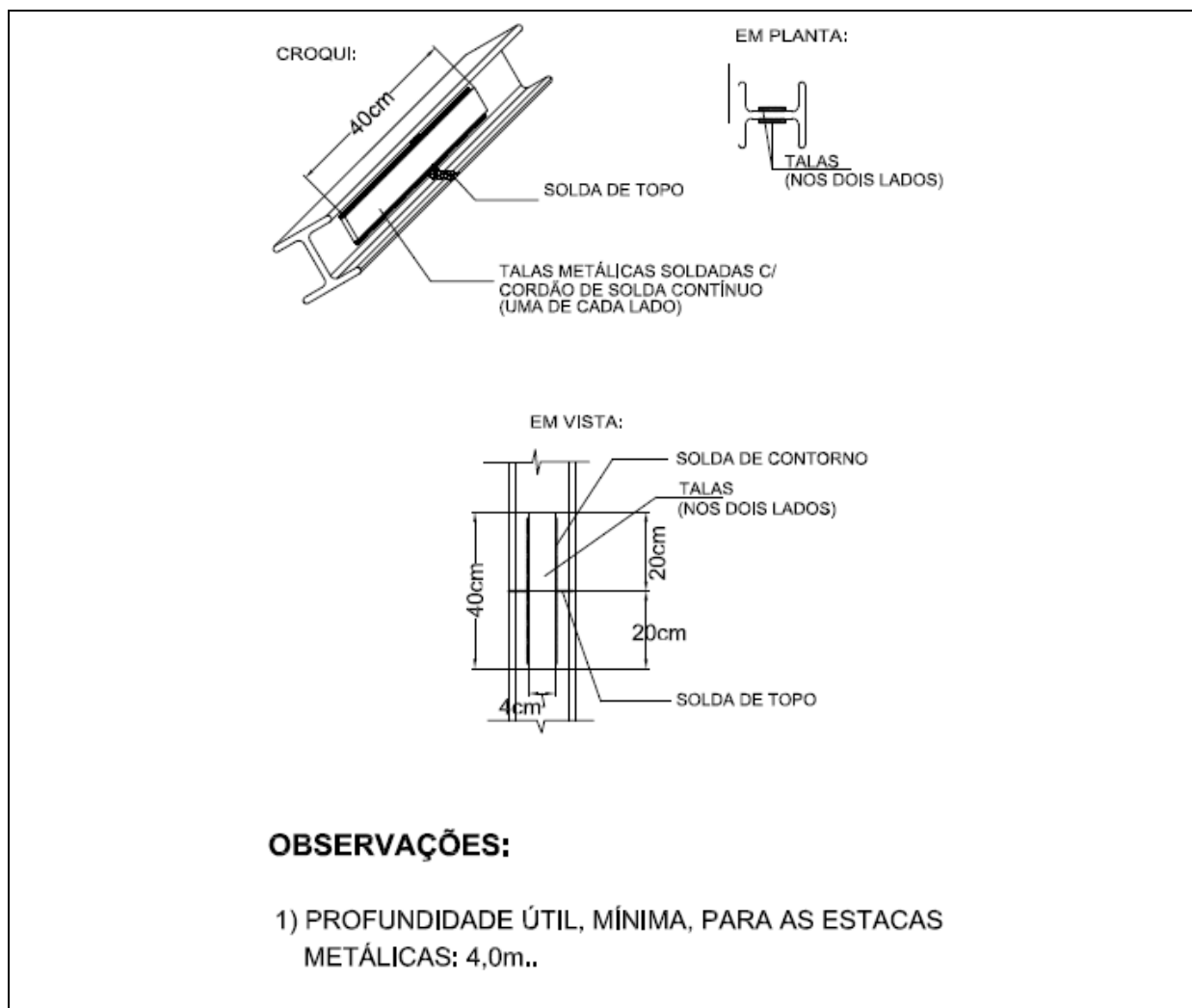
Figura 25 – Detalhe da incorporação das novas estacas



Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

Como o pé direito da edificação é reduzindo, o equipamento bate estaca não consegue fazer a cravação de comprimentos de estacas elevados, limitando-se a peças de 1,50m. Na Figura 26 pode-se observar o detalhe das soldas destas peças, que têm o objetivo de tornar a estaca única. Por meio de solda de talas de 40cm de comprimento entre as peças, faz-se a unificação, com cordão de solda entre a tala e a estaca, bem como solda de topo na face da seção transversal das duas peças subsequentes. Por determinação de projeto, a estaca deve possuir 4,0m de comprimento útil, ou seja, o comprimento em contato com solo, desde a cota de arrasamento até a cota desejada de profundidade, deve possuir 4,0m. Isso se deve a predominância de cargas absorvidas por atrito lateral na estaca, uma vez que a estaca metálica possui uma seção transversal pequena, fazendo com que a resistência de ponta seja mais baixa que a de atrito lateral.

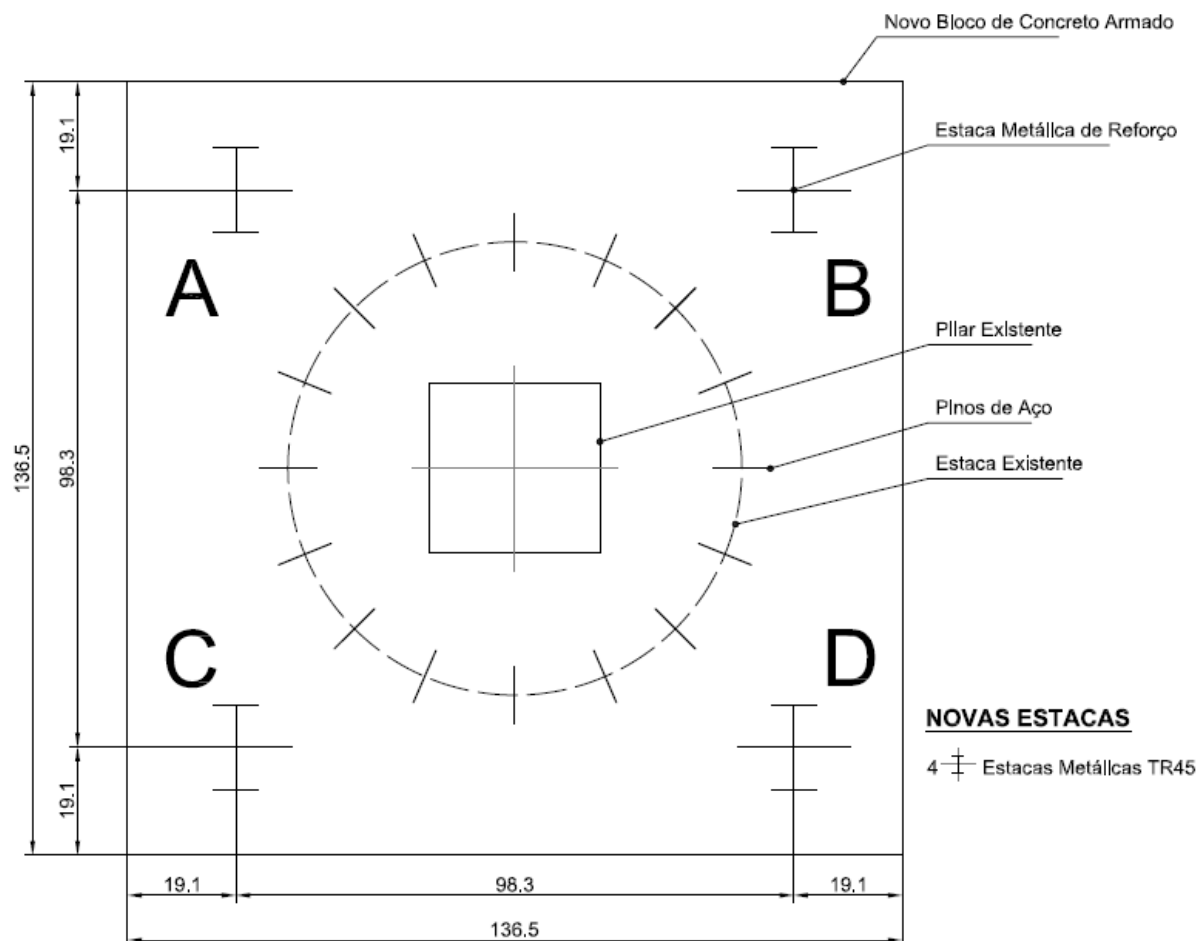
Figura 26 – Detalhe das soldas e talas das estacas metálicas



Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

Na Figura 27, pode-se observar o projeto do bloco de incorporação, onde ele é quadrado e possui 1,365m de lado. Estão locadas as quatro novas estacas metálicas cravadas de forma simétrica, com 96,3cm entre elas, medidas do eixo. Verifica-se também os pinos de aço fixados na estaca pré-existente e o pilar que carrega a fundação.

Figura 27 – Projeto da disposição das novas estacas, pinos e bloco de fundação que incorpora a fundação existente ao reforço

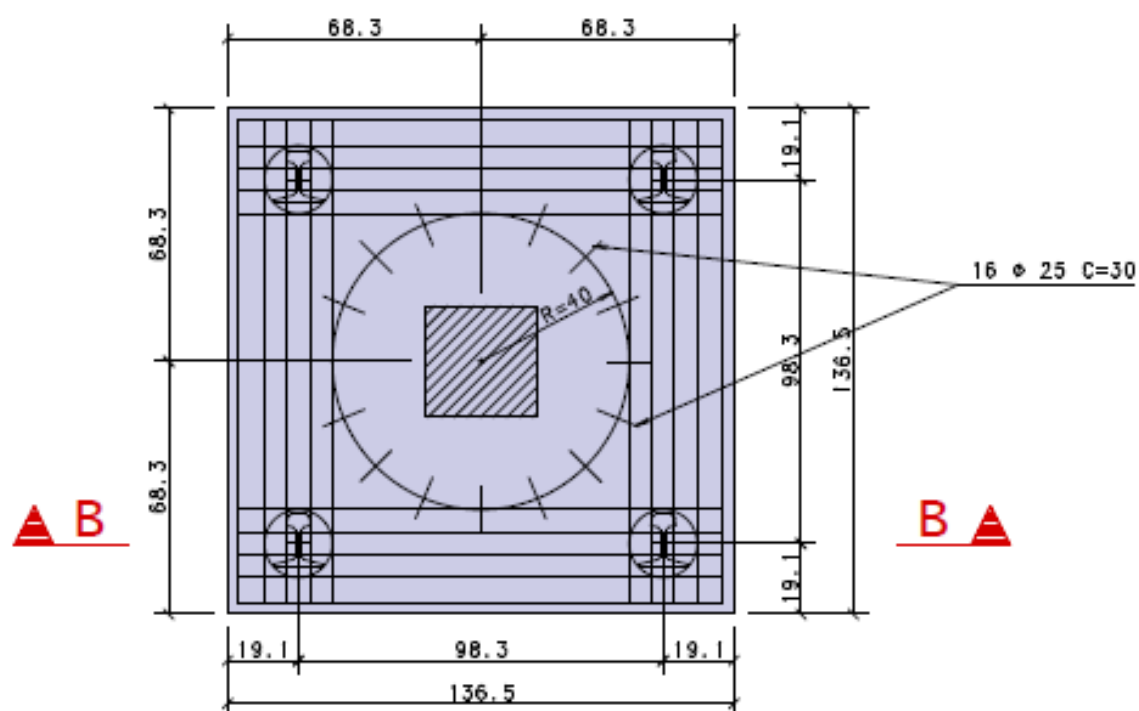


Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

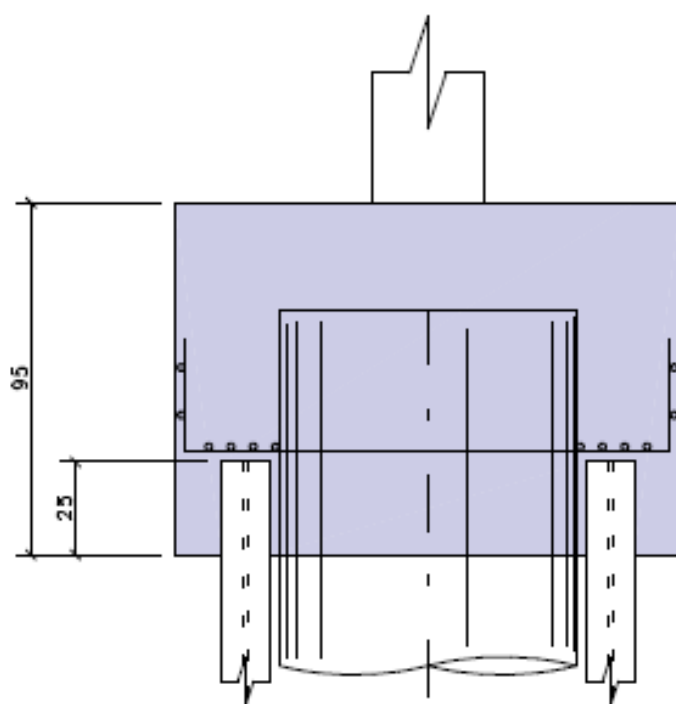
O bloco possui armadura à flexão, absorvendo a carga que é transferida da fundação antiga por meio dos pinos fixados em seu perímetro para si, que posteriormente transfere de forma uniforme às novas estacas metálicas cravadas, o que é possível verificar na Figura 28. Esta armadura é distribuída com 4 ferros de 12,5mm por face do bloco, limitando-os entre as estacas metálicas, formando um quadrado, onde os pinos fixados na estrutura antiga se projetem acima dessa armadura. Isso faz com que a antiga estrutura se apoie na nova.



Figura 28 – Planta baixa e corte da armadura do bloco que incorpora a nova e a antiga fundação



### Corte B-B



O procedimento da execução do reforço é orientado pela seguinte ordem: locação das novas estacas em volta da fundação antiga, abertura da superfície asfáltica com aproximadamente 30cm de diâmetro, posicionamento da máquina bate-estaca, posicionamento de peça de trilho com 1,50m, cravação do trilho, posicionamento de nova peça de 1,50m, solda de topo e na tala de junção das peças, cravação da nova peça (sucessivamente até o horizonte estipulado). As quatro estacas cravadas, faz-se o destocamento mecanizado delas, até a cota - 0,95cm em relação a superfície, com lado de 1,365m. Então, faz-se a limpeza da estaca pré-existente, com jato de água e o arrasamento das estacas metálicas na cota estipulada. Após, são inseridos com cola epóxi 16 pinos de 32mm na estaca de concreto, embutindo-os 15cm e deixando 15cm para fora. É montada a armadura do bloco, com 4 ferros de 12,5mm por lado do bloco, distribuídos horizontalmente, totalizando 16 ferros de 12,5m, além de 2 ferros de 10mm para amarração vertical do bloco. Realiza-se a concretagem, com concreto usinado 25 MPa.

### **3.5 Métodos para o acompanhamento dos recalques**

Sempre que houver dúvidas sobre o comportamento de uma fundação, é recomendado a realização de controle de recalques. Existem vários tipos de instrumentações para medir recalques, como pinos de referência, marco de referência, medidores de convergência, fios de prumo e tassômetros.

Para quantificar os recalques sofridos pelas fundações estudadas, foram inseridos a uma altura de aproximadamente 80cm em 205 pilares pinos de referência. Conforme mencionado no Capítulo 2, este procedimento consiste em determinar a cota de todos os pinos de referência instalados em peças estruturais, com equipamento topográfico de alta precisão, ligado a um nível de referência, como podem ser verificados na Figura 29.

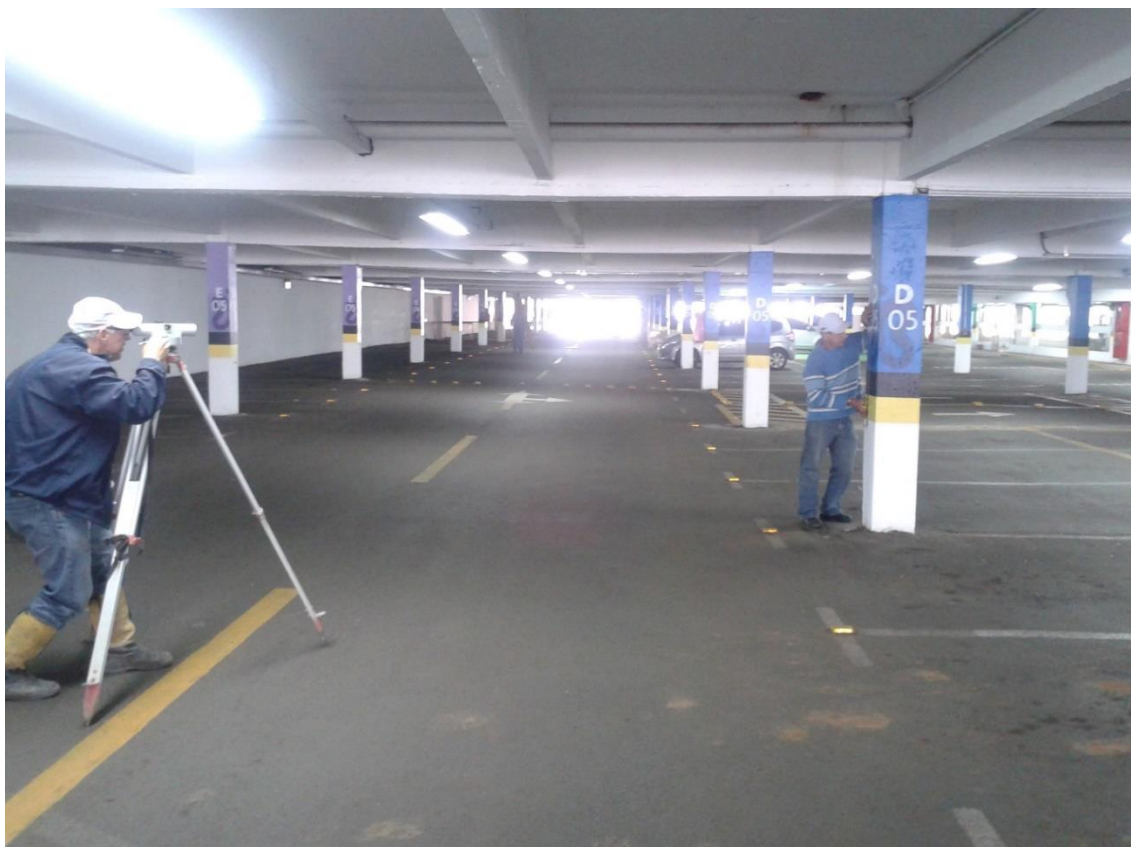
Figura 29 – Pino inserido na estrutura da edificação



Fonte: Do Autor (2014).

Com auxílio de um nível de alta precisão, neste caso o NÍVEL ÓPTICO NA2 LEICA, fez-se as medições de nivelamento nas etapas anterior e posterior aos reforços. Este nível possui uma bolha bipartida, aumento da lente de 47 vezes, precisão de  $\pm 0,2\text{mm}$  por quilômetro de duplo nivelamento e permite uma imagem direta do alvo visado.

Figura 30 – Medição de nivelamento. Visada com nível óptico e régua metálica



Fonte: Do Autor (2014).

Após no mínimo duas séries de leitura, faz-se a análise dos dados obtidos, são eles: níveis, velocidades de recalque, velocidade acumulada, recalque total (após todas séries de medidas), recalque parcial (entre determinadas séries escolhidas). É avaliado também se o recalque da estrutura está crescendo ou decrescendo e se a velocidade está acelerando ou desacelerando.

Os reforços das fundações foram executados entre 24/09/2014 e 25/11/2014. As medições foram realizadas em 11 séries, sendo a primeira série em 16/08/2014 e 30/08/2014 e a última em 06/01/2015 e 09/02/2015. Serão analisadas as planilhas das medições de 16/08/2015 e 09/02/2015, ou seja, a primeira e a última.

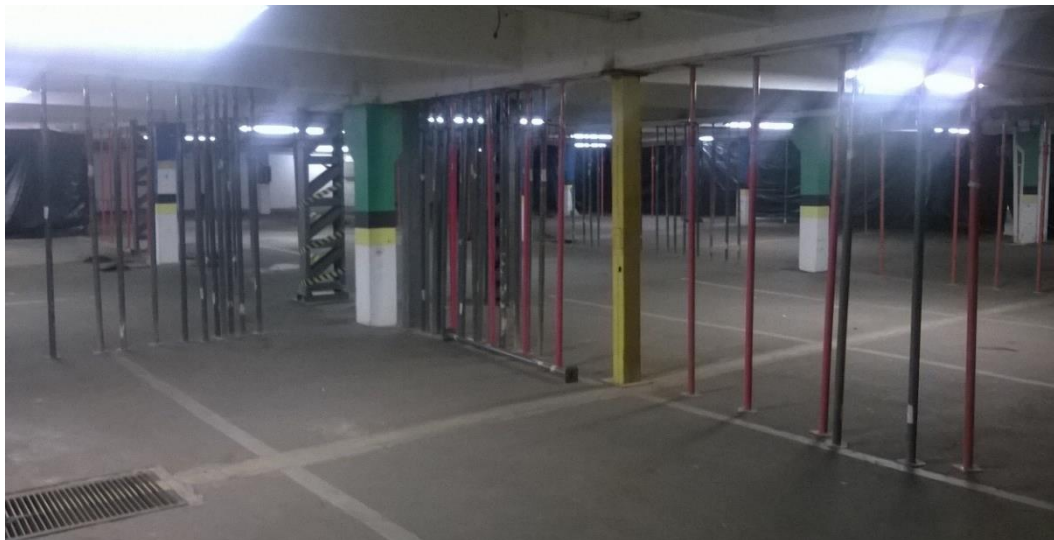
## **4 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

### **4.1 Execução do reforço**

Conforme disposto no capítulo materiais e métodos, o reforço das fundações foi executado entre 24/09/2014 e 25/11/2014. A ordem de execução dos reforços foi: P4, P5, P12, P11, P16, P15, P13, P14, P22, P23, P21, P20, P17, P10, P3, P2, P9, P1, P6, P7, P8, P18, P19, P34, P35, P36, P37, P38, P33 e P32.

A seguir são expostas imagens explicativas da obra. A Figura 31 expõe o escoramento realizado previamente aos reforços. Foram utilizadas escoras metálicas ajustáveis, bem como vigas treliçadas e tubos de aço nas vigas que descarregam a carga nos pilares afetados pelos recalques. Para uma melhor absorção das cargas provenientes das vigas, utilizou-se bases maiores que as originais nas escoras, com o objetivo de distribuir melhor as tensões ao revestimento asfáltico. Além disso, a quantidade de escoras instaladas em volta de cada pilar também pode favorecer a estabilidade temporária para execução da obra, que foi de aproximadamente 20 unidades por vão entre pilares.

Figura 31 – Escoramento da área onde realizou-se os reforços



Fonte: Do Autor (2014).

Observa-se na Figura 32 a locação para a cravação das estacas metálicas. Foi retirada a camada superior de revestimento asfáltico, as estacas ficaram em contato direto com o solo para início da cravação. Optou-se por realizar a cravação das estacas metálicas antes da abertura do bloco, face a perda de resistência lateral da estaca antiga aliado a vibração para cravação das novas.

Figura 32 – Abertura do revestimento asfáltico e retirada do material sob a camada superior para a cravação das estacas metálicas



Fonte: Do Autor (2014).



O equipamento visualizado na Figura 33 é uma máquina de bater estacas metálicas. Para esta obra, especificamente, foi necessária a adaptação da torre principal (em amarelo na Figura 3) por onde é deslocado o pilão, face o pé direito reduzido do local.

Isso fez com que o curso da espia metálica (entre o motor e o pilão) fosse reduzido e que o processo de cravação ficasse mais demorado. Em contrapartida, o que facilitou a cravação foi a baixo índice de resistência à penetração do ensaio SPT, visto anteriormente, em que nas camadas superiores tem um NSPT de apenas 3. O motor do equipamento possui uma embreagem que pode ser comandada pelo operador, por meio de uma alavanca manual, onde ele coordena os movimentos de içamento e queda do pilão, golpeando o capacete fixado junto a cabeça da estaca.

Figura 33 – Máquina bate-estacas na cravação dos perfis TR45



Fonte: Do Autor (2014).

Devido ao pé direito reduzido a estaca metálica não pôde ser cravada de uma única vez. Portanto adotou-se um comprimento máximo de acordo com o nível de içamento do pilão, pois não havendo uma altura mínima para a queda, a cravação

não seria eficaz. As estacas foram cravadas em partes de 1,5m de comprimento. Assim que cravadas até o nível do solo inicia-se o processo de emenda e solda da parte subsequente. Assim procede-se até que a estaca chegue ao impenetrável, considerando nega zero.

Figura 34 – Perfil TR 45 cravado e arrasado na superfície do solo



Fonte: Do Autor (2014).

Na Figura 35 pode-se verificar abertura do bloco para início dos trabalhos internos e cortes das estacas metálicas no nível predefinido. Nesta fase é importante se ter cuidado com a escavação próxima a estaca antiga e também nas metálicas, pois como vê se na imagem, o processo foi realizado por meio de mini retroescavadeira que há vibração e pouca sensibilidade na escavação.



Figura 35 – Destocamento das estacas metálicas cravadas e abertura do bloco



Fonte: Do Autor (2014).

Na Figura 36 é exposto o bloco já aberto pelo processo de escavação comentado anteriormente. As estacas metálicas são arrasadas na cota especificada em projeto e é iniciado o trabalho de limpeza da estaca antiga com jato de água e escovão de aço, bem como colocação de uma camada de brita no fundo da cava para evitar desprendimentos e contaminação de solo na armadura e no concreto que serão colocados posteriormente.

Figura 36 – Abertura completa do bloco e arrasamento das estacas metálicas na cota especificada em projeto (vide capítulo materiais e métodos)



Fonte: Do Autor (2014).

Nas Figuras 37 e 38 é possível verificar a colocação dos 16 pinos de 25mm em todo perímetro da estaca escavada, com 15cm afixados dentro da estaca e 15cm para fora. Primeiramente, são feitos os 16 furos com broca de 28mm, para posterior colocação de cola epóxi em volta dos 15cm de cada pino, que ficará na parte interior da estaca.

Figura 37 – Limpeza da estaca preexistente e abertura dos furos para fixação dos 16 pinos de incorporação das estruturas antiga e nova



Fonte: Do Autor (2014).

Figura 38 – Limpeza do bloco e finalização da colocação dos 16 pinos



Fonte: Do Autor (2014).



A armadura do bloco, como pode ser visto na Figura 39, é disposta conforme especificações de projeto, com 4 barras de 12,5mm em cada sentido entre as estacas metálicas cravadas, sobre elas, envolvidas por duas barras de 10mm, formando a parte de armadura do bloco. O objetivo da implantação destes pinos nesta posição é de que, caso continue o recalque na estaca escavada, os 16 pinos fixados na estrutura antiga transfiram as cargas para a armadura disposta no bloco, que por sua vez transferirá as cargas para as estacas metálicas cravadas. Após a montagem da armadura e das formas do bloco, é feita a concretagem (concreto com resistência compressão de 25 MPa) e abatimento de 8cm, conforme exposto na Figura 11, em atendimento ao projeto, que prevê abatimento menor que 11cm.

Figura 39 – Montagem das formas do bloco e armadura, conforme projeto



Fonte: Do Autor (2014).

Figura 40 – Concretagem do bloco de fundação com concreto de  $f_{ck}=25$  MPa usinado e devidamente vibrado



Fonte: Do Autor (2014).

Figura 41 – *Slump test* com resultado de abatimento de 8cm, dentro do estipulado em projeto



Fonte: Do Autor (2014).

Figura 42 – Finalização dos acabamentos da superfície do bloco



Fonte: Do Autor (2014).

Figura 43 – Retirada gradual das escoras, depois da cura do concreto do bloco, até a finalização



Fonte: Do Autor (2014).



Após a cura do concreto (28 dias) iniciou-se a retirada gradativa do escoramento, levando em torno de 10 dias a retirada total das escoras para o início da limpeza do canteiro, pintura e reabertura para estacionamento, tráfego de automóveis e pessoas, como é possível verificar na Figura 43. Não há registro de resultados de resistência do concreto empregado no bloco (após a cura).

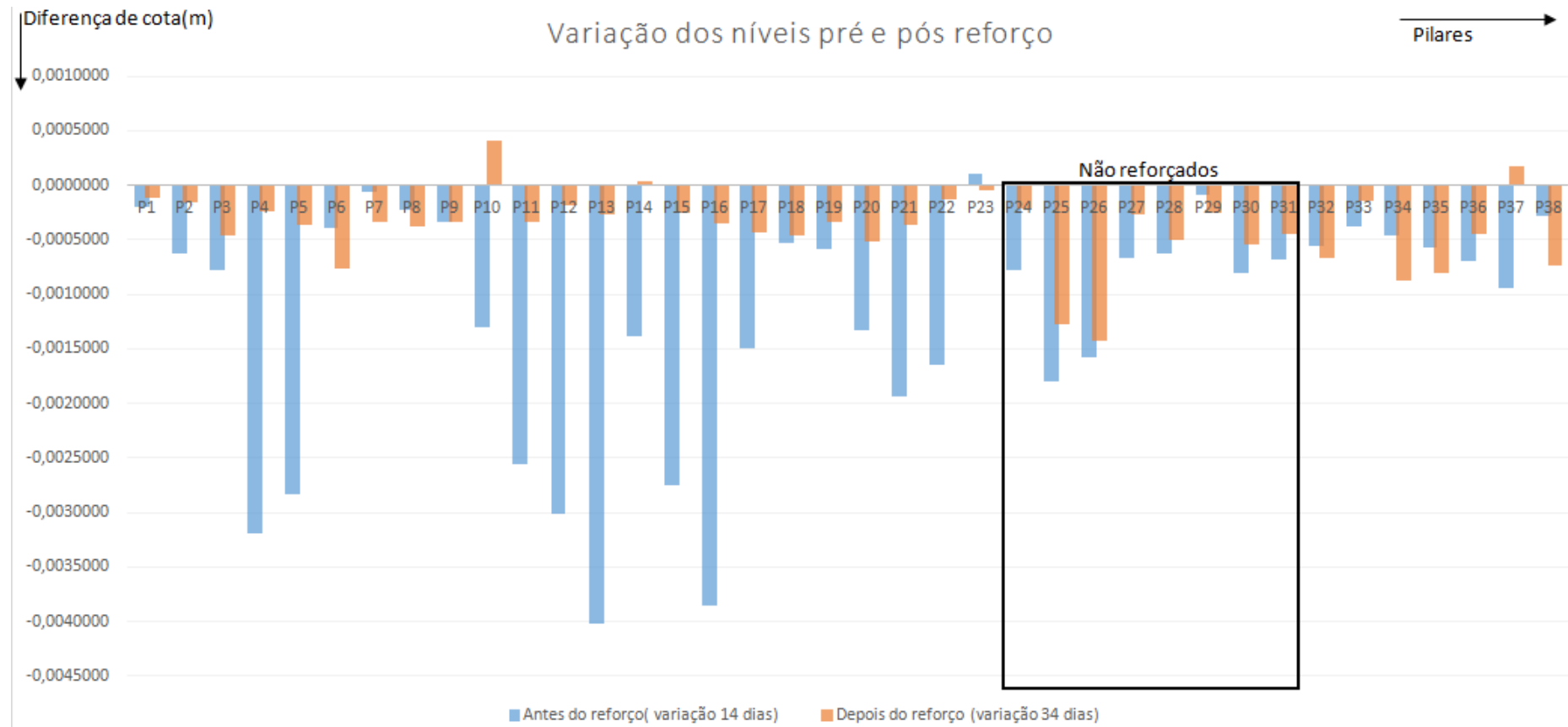
## **4.2 Análise dos resultados das medições de nivelamento topográfico**

As medições de recalque analisadas serão as que se deram antes do reforço das fundações, entre 16/08/2014 e 30/08/2014 e após o reforço, entre 06/01/2015 e 09/02/2015. As planilhas de nivelamento, que deram origem aos gráficos expostos abaixo, podem ser visualizadas na íntegra nos apêndices. Os itens analisados são:

- Comparação da variação de nível entre as leituras pré e pós reforço de fundação;
- Comparação da variação de velocidade de recalque pré e pós reforço de fundação;
- Velocidade de recalque acumulada em todo período das medições;
- Variação de nível total no período das medições.

### **4.2.1 Variação de nível entre as séries de medição**

Gráfico 1 – Variação de nível pré e pós reforço



Fonte: Do Autor (2016).



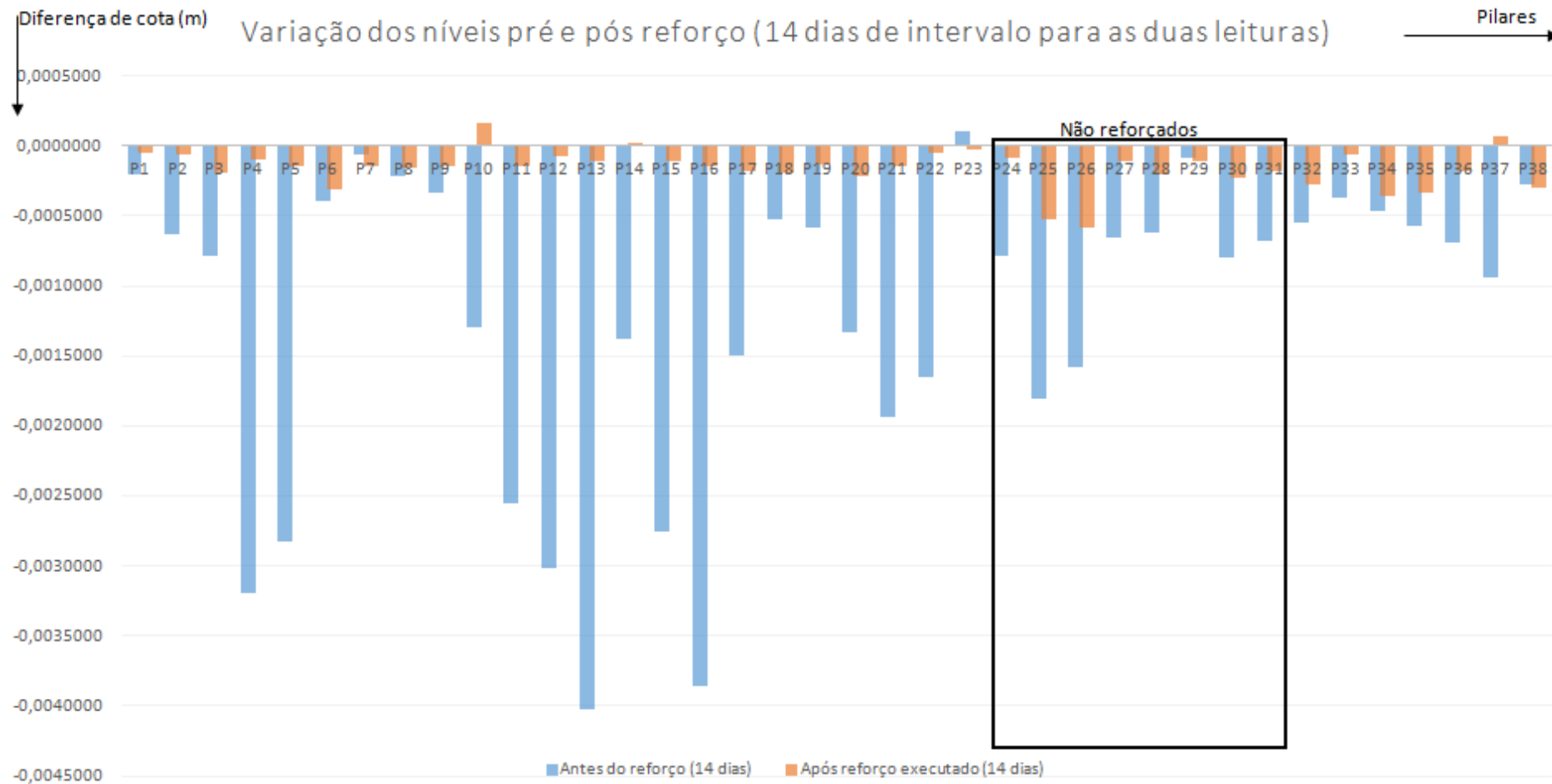
O Gráfico 1 demonstra a variação total de nível em cada série de medição, em cores diferentes. No eixo das abscissas estão os 38 pilares analisados, dos quais 30 sofreram reforços. No eixo das ordenadas, encontra-se a diferença de nível entre a primeira e segunda medição de cada série, positivo, quando houver alívio e negativo quando houver recalque da fundação.

Percebe-se que antes do reforço de fundações, as medições de recalque foram em 16/08/2014 e 30/08/2014, portanto 14 dias entre elas, já após o reforço, onde as medições foram em 06/01/2015 e 09/02/2015 o intervalo de tempo foi de 34 dias. Neste gráfico está sendo comparado a diferença de cota de uma série com intervalo de 14 dias entre medições e outra com intervalo de 34 dias.

Mesmo com intervalo de tempo diferente, 28 dos 38 pilares analisados apresentaram diferença de cota menores após a execução do reforço, em comparação a antes do reforço. Dentre os pilares não reforçados, apenas o P29 sofreu recalque maior na leitura após o reforço, o que pode ter acontecido por conta da influência do reforço dos seus pilares lindeiros (FIGURA 24).

Os últimos pilares a serem reforçados, foram os de 32 ao 38 e isso pode ser um motivo para que esses não demonstrassem desempenho de mesma magnitude nas leituras após o reforço, face ao pouco tempo para acomodação e estabilização da nova estrutura no solo. O Gráfico 2 mostra os mesmos fatores do Gráfico 1, porém fazendo uma interpolação das leituras após o reforço, estimando valores de recalque proporcionais a 14 dias de intervalo, assim como nas medições antes do reforço.

Gráfico 2 – Variação de nível pré e pós reforço, com leitura após o reforço proporcional a 14 dias



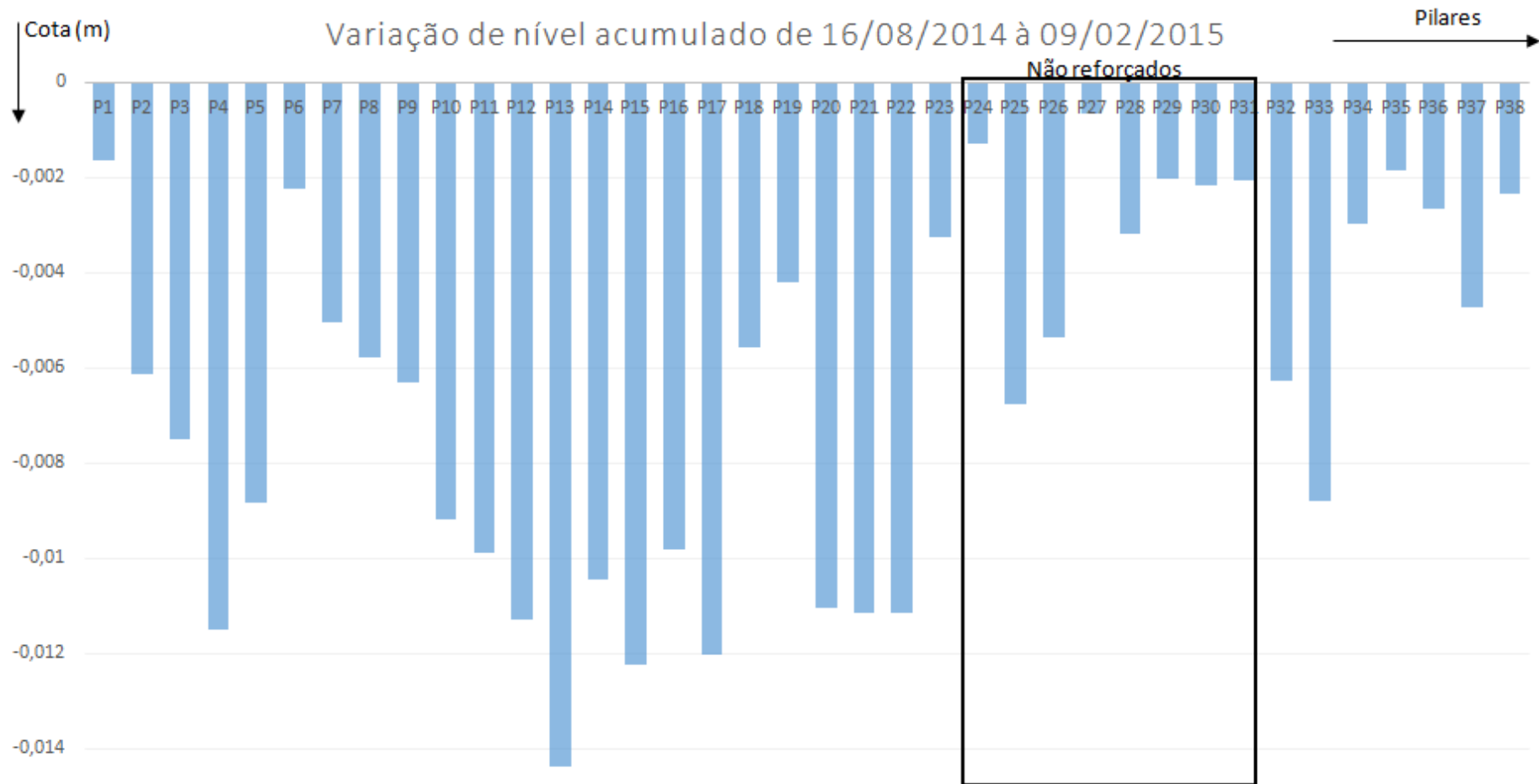
Fonte: Do Autor (2016).

O Gráfico 2 demonstra a variação de nível das duas leituras (pré e pós reforço de fundações) considerando um intervalo de tempo igual para as duas, de 14 dias. Percebe-se neste caso que apenas os pilares 7, 23, 29 e 38 sofreram recalques superiores em comparação a leitura anterior ao reforço. O aumento do recalque dos pilares 23 e 29 (não reforçados) pode ter acontecido pela vibração e desestabilização temporária dos pilares reforçados em sua periferia (FIGURA 24). Já o aumento de recalque do pilar 38, pode ter acontecido pois foi um dos últimos a ser reforçado, conforme exposto no início do capítulo.

Em pilares como o 1, 2, 3, 4, 5, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 24, 25, 26, 27, 28, 30, 31, 32, 33, 36 e 37, totalizando 30 pilares, os recalques são menores em mais de 50% em comparação aos antes do reforço, o que pode comprovar a eficácia do reforço.

#### **4.2.2 Variação de nível total no período das medições**

Gráfico 3 – Variação de nível entre a primeira e última medição



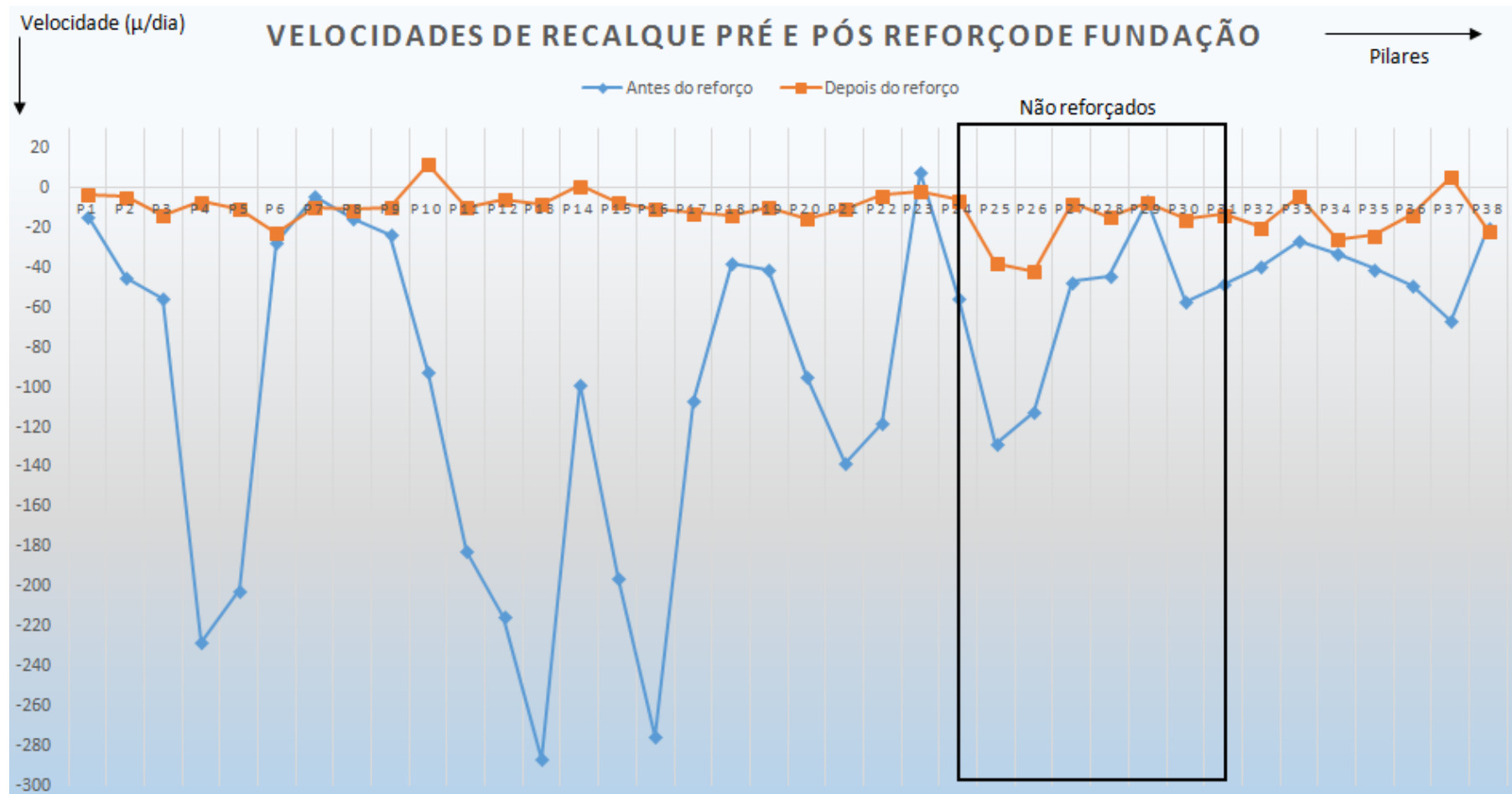
Fonte: Do Autor (2016).

O Gráfico 3 demonstra as variações totais de nivelamento dos 38 pilares analisados, considerando o período de 177 dias, entre 16/08/2014 à 09/02/2015 (referente ao período total das leituras). Conforme ensaio SPT executado no local, vide Figura 22, o solo encontrado é composto por argila e silte. Considerando o que dispõe a NBR 6122 (ABNT, 2010), que prevê recalque diferencial máximo em argilas de 40mm entre elementos de fundação de uma mesma edificação, os pilares analisados, neste período de tempo enquadram-se no disposto pela norma regulamentadora. A variação máxima foi verificada entre o pilar 13, com 14,37mm de recalque total e o pilar 27, com recalque total de 0,65mm, totalizando a diferença de 13,72mm.

Como os estudos deste trabalho referem-se apenas ao intervalo de tempo predeterminado (16/08/2014 à 09/02/2015), não é possível obter o recalque diferencial total entre pilares considerando a vida da edificação.

#### **4.2.3 Variação de velocidade de recalque entre as séries**

Gráfico 4 – Velocidade de recalque das séries pré e pós reforço



Fonte: Do Autor (2016).

O Gráfico 4 expõe as velocidades de recalque, em  $\mu$ /dia, de cada pilar analisado, antes e depois do reforço de fundações. As velocidades são o resultado da diferença de cota entre as medições de cada série divididas pelo intervalo de tempo (dias) entre elas, e são medidas em micrometros por dia ( $\mu$ /dia). Percebe-se a grande diferença das retas das velocidades pré e pós reforço de fundações, onde antes obteve-se 19 pilares com velocidade superior a  $50\mu$ /dia e após o reforço, nenhum pilar passou desta velocidade.

Considerando o que prevê Alonso (1991), que velocidades de recalque admissíveis para prédios com mais de 5 anos é de até  $20\mu$ /dia, 33 pilares estariam com recalque inadmissível nas leituras realizadas antes do reforço de fundações. Já após a execução do reforço, apenas 6 pilares estão em desacordo com o exposto por Alonso, sendo que destes, 2 não estão entre os reforçados. Enquanto que antes 87% dos pilares estavam com velocidade superior ao admissível, depois 16% dos pilares enquadram-se nesta área, o que demonstra um decréscimo de quase 82% no número de pilares com velocidades inadmissíveis.

Em consideração ao que dispõe Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), onde prédios com mais de 5 anos devem ter uma velocidade de recalque em suas fundações inferior a  $10\mu$ /dia, 35 pilares estariam em descordo antes do reforço. Após o reforço, 20 pilares apresentam velocidade de recalque superior ao admissível, segundo os autores. Enquanto que antes 92% dos pilares apresentam velocidade superior ao admissível, após 53% apresentaram, o que revela um decréscimo de quase 43%.

As diferenças entre os limites de velocidade de recalque adotada pelos autores, pode ser relacionada à sua época de estudo, onde Alonso (1991) menciona que pouco tem se divulgado sobre velocidade de recalque de fundações e por isso ainda é um assunto que necessita de estudo e que os valores apresentados são de sua prática profissional. Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) podem ter sido favorecidos pelo tempo, seus avanços tecnológicos, maior quantidade de estudo sobre o tema e consequentemente maior volume de dados. Outro fator que Alonso (1991) menciona é que os valores de velocidade de recalque admitido por ele são para casos normais, podendo aumentar temporariamente em alguns casos, como rebaixamento do lençol freático e atrito negativo em estacas.

Além disso, pode-se analisar a aceleração ou desaceleração das velocidades de recalque. Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) citam que a magnitude da velocidade, isoladamente, não é indicador absoluto a considerar, mas sim a constância (aceleração/desaceleração) que é fundamental.

Comparando as velocidades de recalque antes com as após a execução do reforço de fundações, chega-se a quantia de 34 fundações que tiveram suas velocidades diminuídas (desaceleração) contra 4 que tiveram suas fundações com recalque aumentado (aceleração). Portanto, 89% das fundações analisadas tiveram desaceleração de velocidade de recalque após o reforço.

Destes 4 acelerando, os pilares 7, 23 e 29 estão dentro do limite de velocidade de recalque estipulado pelos dois autores e um deles, o 38, variou apenas de  $-20\mu/\text{dia}$  para  $-21\mu/\text{dia}$ . A aceleração da velocidade dos pilares 23 e 29 (não reforçados) pode ter acontecido pela vibração e desestabilização temporária dos pilares reforçados em sua periferia, vide Figura 24. Já a aceleração do pilar 38 (reforçado), pode ter acontecido pois foi um dos últimos a ser reforçado (vide início deste capítulo), necessitando possivelmente uma acomodação maior da acomodação, ou ainda por possíveis patologias não identificadas. A aceleração do pilar 7, mesmo após o reforço pode ter ocorrido por patologias não identificadas, necessitando possivelmente maior tempo para acomodação.

#### **4.2.4 Velocidade acumulada nas duas séries**



Gráfico 5 – Velocidade de recalque acumulado em 177 dias



Fonte: Do Autor (2016).

No Gráfico 5 estão expostas as velocidades totais de recalque, no período entre a primeira e a última medição topográfica, em  $\mu$ /dia. Calcula-se o deslocamento total e divide-se pelo intervalo de tempo, em dias, para obter-se estas velocidades. Nota-se que as leituras após o reforço influenciaram na velocidade total dos recalques, uma vez que em sua grande maioria obteve-se valores menores em comparação com as leituras antes dos reforços.

Considerando o que dispõe Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), 35 dos 38 pilares estariam com velocidades superiores ao admissível e para Alonso (1991) 25 deles estariam em desacordo.

Como o objetivo é justamente comparar e analisar os dados contidos nas planilhas de nivelamento topográfico pré e pós reforço de fundações, este gráfico serve para demonstrar como as leituras após a execução dos reforços impactaram no total, considerando as leituras antes do reforço.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O monitoramento de recalque em fundações não é uma prática usual em edificações que já estão em uso e que não apresentaram nenhum sintoma que indiquem uma possível falta de estabilidade das estruturas de fundação. As medidas de monitoramento são implantadas, normalmente quando há dúvidas sobre a eficácia dos elementos de fundação. Há edificações de grande porte que na etapa de obra são instalados pinos em sua estrutura para que seja possível um monitoramento do recalque em função da carga aplicada (pilares, lajes, vigas e alvenarias).

Quando houver dúvidas sobre o comportamento de uma fundação, seja pelo projeto apresentar aspectos especiais ou em razão de escavações de grande porte próximas, é recomendado a realização de controle de recalques. Existem vários tipos de instrumentações para medir recalques, como pinos de referência e tassômetros. Neste trabalho utilizou-se o método dos pinos de referência para leitura dos recalques anteriores e posteriores ao reforço de fundações executado.

A edificação estudada encontra-se no município de Lajeado/RS e possui 283 fundações (uma para cada pilar) de estacas escavadas moldadas *in loco*, sendo que o local estudado compreende uma área com 38 pilares/fundações. Destas 38 fundações, 30 foram reforçadas por meio de estacas metálicas cravadas e bloco de solidarização. Com base nas planilhas de nivelamento topográfico desta área, fez-se gráficos e análises dos resultados encontrados onde buscou-se analisar o desempenho do reforço de fundações, comparando os recalques nos períodos anterior e posterior ao reforço, as velocidades de recalque antes e após o reforço,

bem como recalques totais no período avaliado e velocidade de recalque acumulada.

Os resultados encontrados apontam para a eficácia do reforço de fundações, uma vez que em 89% dos pilares analisados tiveram suas velocidades de recalque diminuídas (desaceleração), o que é fundamental, mais importante ainda do que velocidades analisadas isoladamente. Além disso, entre os 4 pilares que aceleraram sua velocidade, 3 deles (8%) estão dentro da faixa de velocidades de recalque aceitável para a edificação estudada.

Verificou-se também que os recalques diferenciais máximos encontram-se dentro do limite estipulado pelas normas vigentes, porém considerando os 177 dias de monitoramento, não a vida inteira da edificação. Outro fator que chama a atenção nas análises é a influência dos reforços de fundação nos recalques acumulados (totais nos 177 dias) e na velocidade de recalque acumulada, onde houve drástica diminuição.

É importante a continuação das leituras de forma periódica para que se possa fazer uma análise ainda mais criteriosa, consistente e precisa, pois o período de monitoramento estudado foi de 177 dias, sendo possível estender-se em uma próxima pesquisa. Outra sugestão para futuras pesquisas, é verificar as patologias que podem ter gerado o recalque inadmissível onde necessitou-se o reforço das fundações.

## REFERÊNCIAS

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 9061**: Segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro: ABNT, 1981.

\_\_\_\_\_. **NBR 12069**: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ALONSO, Urbano Rodriguez *et al.* Execução de fundações profundas In: ABMS/ABEF. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini/, 1998. cap. 9, p.373-399.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações**: Uma introdução ao controle de qualidade em fundações. São Paulo, 1991.

AOKI, Nelson, CHAMECKI, Paulo Roberto; NIYAMA, Sussumu. **Fundações**: Teoria e Prática. São Paulo, 1998.

CHEMIN, Beatris Francisca. **Manual da Univates para trabalhos acadêmicos: planejamento, elaboração e apresentação**. 3. ed. Lajeado: UNIVATES, 2015.

CONSTANCIO, Douglas. **Elementos especiais de fundação**. Escolha do tipo de fundação. Americana: [S.n.], 2005.

CORRÊA, Cícero Pimentel. **Metodologia para controle de recalques em estruturas de concreto armado por meio de nivelamento geométrico de precisão**. 2012. 52f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

DA COSTA, Paula Suzan. **Reforço de fundações em edifício sob influência de escavações subterrâneas em área urbana**. 2009. 68f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2009.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

EMBRATOP. **Produtos**. 2015. Disponível em: <<http://www.embratop.com.br/produto/nivel-otico-wild-n3/#prettyphoto/0/>>. Acesso em: 30 out. 2015.

EMPRESA SUL-RIOGRANDENSE DE FUNDAÇÕES. **Projeto de fundações Unicshopping**. Canoas/RS, 1993. [arquivo pessoal].

EUROCODE 7: **Geotechnical Design Worked Examples**. Dublin, 2013. Disponível em: <[http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/2013\\_06\\_WS\\_GEO/report/2013\\_06\\_WS\\_GEO.pdf](http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/2013_06_WS_GEO/report/2013_06_WS_GEO.pdf)>. Acesso em: 20 out. 2015.

GOOGLE MAPS. **Lajeado-RS**. 2015. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acessado em 31 out. 2015.

GOTLIEB, Mauri. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 1998.

GUSMÃO, Alexandre Duarte; GUSMÃO FILHO, Jaime de Azevedo; MAIA, Gilmar de Brito. Reforço das fundações de um edifício alto na região metropolitana do Recife. **Revista Fundações e obras Geotécnicas**, São Paulo, ano 1, n. 10, 2011.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios**: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: PINI, 2007.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

NETO, Antonio Dias Ferraz Nápoles. História das fundações. In: ABMS/ABEF. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini/, 1998. cap. 1, p. 17-32.

NIENOV, Fabiano Alexandre. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. 63f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

PENNA, Antonio Sérgio Damasco. **Investigação Geotécnica**: técnicas atuais de ensaio de campo. São Paulo, 2010. [arquivo pessoal].

PETROBRAS. **Medição de recalque de fundação no teste hidrostático de equipamentos**: N-1807 rev. Rio de Janeiro: Petrobras, 2005.

QUARESMA, Arthur Rodrigues; DÉCOURT, Luciano; QUARESMA FILHO, Artur Rodrigues; ALMEIDA, Márcio de Souza Soares de; DANZIGER, Fernando. Investigações geotécnicas. In: ABMS/ABEF. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini/, 1998. cap. 3, p. 119-156.

SALES, Luís Fernando Pedroso. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SALOMÃO, Thiago Schroeder; FAGGION, Pedro Luis. Monitoramento de recalques sofridos no Edifício The Royal Plaza. **II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e tecnologias da Geoinformação**, Recife, 2008.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2000.

SEIXAS, Andréa; SEIXAS, José Roberto; SEIXAS, José Jorge. Auscultação geodésica no controle de recalque da fundação de edifício predial de grande porte. **Bol. Ciênc. Geod.**, Curitiba, v. 15, n. 2, p. 277-298, abr/jun 2009.

SETE ENGENHARIA. **Estacas metálicas**. 2015. Disponível em: <[http://sete.eng.br/estacas-etalias-1024-servico-10881#!prettyPhoto\[gal\]/8/](http://sete.eng.br/estacas-etalias-1024-servico-10881#!prettyPhoto[gal]/8/)>. Acesso em: 18 ago. 2015.

SILVA, Denise Antunes da. **Levantamento de problemas em fundações correntes no estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: UFRGS, 1993.

SKEMPTON, Alec Westley. Residual Strength of Clays in Landslides. **Geotechnique Jornal**, Londres, n. 35, p. 3-18, 1985.

SPGEO. **Locação LEICA**: nível NA2 (alta precisão). 2015. Disponível em: <<http://www.spgeosistemas.com.br/produtos/locacao/nivel-na2-alta-precisao-leica.html>>. Acesso em: 29 ago. 2015.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: ABMS/ABEF. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini/, 1998. cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical Soil Mechanics**. Londres: John Weley and Sons, 1943.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

\_\_\_\_\_. Concepção de obras de fundações. In: ABMS/ABEF. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 6, p. 211-217.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (eds.) **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co, 1975. cap. 3, p. 121-147.



VITÓRIO, José Afonso Pereira; BARROS, Rui Manuel de Menezes Carneiro de. **Soluções utilizadas para o reforço de fundações de pontes rodoviárias no Brasil**. Concepção, Conservação e Reabilitação de Pontes, Bonito, 2015. Disponível em:  
<[http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Solucoes\\_Projetos\\_Reforco\\_Pontes\\_Brasil.pdf](http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Solucoes_Projetos_Reforco_Pontes_Brasil.pdf)>. Acesso em: 30 set. 2015.

APÊNDICE A – Planilha de medição de nivelamento, variações de nível, e velocidades de recalque por período de leitura. Os pilares demarcados com cor diferente, não sofreram reforço em suas fundações

	SÉRIE 1				SÉRIE 2			
	16/08/2014	30/08/2014			06/01/2015	09/02/2015		
Pilares	Nível (m)	Nível (m)	Variação (m) 14 dias	Velocidade no período (μ/dia)	Nível (m)	Nível (m)	Variação (m) 34 dias	Velocidade no período (μ/dia)
P1	10,0986	10,0984	0,0002000	-14,285714	10,09707	10,09695	-0,00012	3,529411765
P2	10,12757	10,12694	0,0006300	-45	10,1216	10,12145	-0,00015	4,411764706
P3	10,14085	10,14007	0,0007800	-55,714286	10,13381	10,13335	-0,00046	13,52941176
P4	10,12795	10,12476	0,0031900	-227,85714	10,11669	10,11645	-0,00024	7,058823529
P5	10,06285	10,06002	0,0028300	-202,14286	10,05439	10,05403	-0,00036	10,58823529
P6	10,15033	10,14994	0,0003900	-27,857143	10,14884	10,14808	-0,00076	22,35294118
P7	10,15145	10,15139	0,0000600	-4,2857143	10,14674	10,1464	-0,00034	-10
P8	10,15125	10,15103	0,0002200	-15,714286	10,14584	10,14547	-0,00037	10,88235294
P9	10,12513	10,1248	0,0003300	-23,571429	10,11917	10,11883	-0,00034	-10
P10	10,14912	10,14782	0,0013000	-92,857143	10,13952	10,13993	0,00041	12,05882353
P11	10,16082	10,15827	0,0025500	-182,14286	10,15129	10,15095	-0,00034	-10
P12	10,12063	10,11762	0,0030100	-215	10,10952	10,10933	-0,00019	5,588235294
P13	10,18415	10,18013	0,0040200	-287,14286	10,17005	10,16978	-0,00027	7,941176471
P14	10,1746	10,17322	0,0013800	-98,571429	10,1641	10,16414	4E-05	1,176470588
P15	10,14542	10,14267	0,0027500	-196,42857	10,13345	10,1332	-0,00025	7,352941176
P16	10,1136	10,10974	0,0038600	-275,71429	10,10415	10,1038	-0,00035	10,29411765
P17	10,12552	10,12402	0,0015000	-107,14286	10,11393	10,1135	-0,00043	12,64705882
P18	10,1072	10,10667	0,0005300	-37,857143	10,10208	10,10162	-0,00046	13,52941176
P19	10,15768	10,1571	0,0005800	-41,428571	10,15382	10,15349	-0,00033	9,705882353
P20	10,12868	10,12735	0,0013300	-95	10,11817	10,11765	-0,00052	15,29411765
P21	10,11528	10,11334	0,0019400	-138,57143	10,10448	10,10412	-0,00036	10,58823529
P22	10,14385	10,1422	0,0016500	-117,85714	10,13283	10,1327	-0,00013	3,823529412
P23	10,15635	10,15646	0,0001100	7,8571429	10,15315	10,1531	-5,000E-05	-
P24	10,14679	10,14601	0,0007800	-55,714286	10,14572	10,14551	-0,00021	6,176470588

(Continua...)

(Continuação)

	SÉRIE 1				SÉRIE 2			
	16/08/2014	30/08/2014			06/01/2015	09/02/2015		
Pilares	Nível (m)	Nível (m)	Variação (m) 14 dias	Velocidade no período (μ/dia)	Nível (m)	Nível (m)	Variação (m) 34 dias	Velocidade no período (μ/dia)
P25	10,14242	10,14062	0,0018000	-128,57143	10,13692	10,13564	-0,00128	37,64705882
P26	10,12107	10,11949	0,0015800	-112,85714	10,11713	10,1157	-0,00143	42,05882353
P27	10,20615	10,20549	0,0006600	-47,142857	10,20576	10,2055	-0,00026	7,647058824
P28	10,11	10,10938	0,0006200	-44,285714	10,1073	10,1068	-0,0005	14,70588235
P29	10,12148	10,12139	0,0000900	-6,4285714	10,1197	10,11945	-0,00025	7,352941176
P30	10,1156	10,1148	0,0008000	-57,142857	10,11398	10,11344	-0,00054	15,88235294
P31	10,11662	10,11594	-0,00068	-48,571429	10,115	10,11455	-0,00045	13,23529412
P32	10,17122	10,17067	-0,00055	-39,285714	10,16563	10,16496	-0,00067	19,70588235
P33	10,13764	10,13727	-0,00037	-26,428571	10,129	10,12886	-0,00014	4,117647059
P34	10,1904	10,18994	-0,00046	-32,857143	10,18832	10,18744	-0,00088	25,88235294
P35	10,22626	10,22569	-0,00057	-40,714286	10,22522	10,22441	-0,00081	23,82352941
P36	10,21177	10,21108	-0,00069	-49,285714	10,20955	10,2091	-0,00045	13,23529412
P37	10,18644	10,1855	-0,00094	-67,142857	10,18153	10,18171	0,00018	5,294117647
P38	10,1191	10,11882	-0,00028	-20	10,11747	10,11674	-0,00073	21,47058824

Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

APÊNDICE B – Planilha demonstrativa da Interpolação para gerar o gráfico de velocidade de recalque deduzindo um período de 14 dias para a segunda série. Os pilares demarcados com cor diferente, não sofreram reforço em suas fundações

	16/08/2014	30/08/2014		06/01/2015	09/02/2015		
PPilares	Nível (m)	Nível (m)	Variação (m) 14 dias	Nível	Nível	Variação (m) 34 dias	Interpolação para velocidade em 14 dias (μ/dia)
P1	10,0986	10,0984	-0,0002000	10,09707	10,09695	-0,00012	-4,941176E-05
P2	10,12757	10,12694	-0,0006300	10,1216	10,12145	-0,00015	-6,176471E-05
P3	10,14085	10,14007	-0,0007800	10,13381	10,13335	-0,00046	-1,894118E-04
P4	10,12795	10,12476	-0,0031900	10,11669	10,11645	-0,00024	-9,882353E-05
P5	10,06285	10,06002	-0,0028300	10,05439	10,05403	-0,00036	-1,482353E-04
P6	10,15033	10,14994	-0,0003900	10,14884	10,14808	-0,00076	-3,129412E-04
P7	10,15145	10,15139	-0,0000600	10,14674	10,1464	-0,00034	-1,400000E-04
P8	10,15125	10,15103	-0,0002200	10,14584	10,14547	-0,00037	-1,523529E-04
P9	10,12513	10,1248	-0,0003300	10,11917	10,11883	-0,00034	-1,400000E-04
P10	10,14912	10,14782	-0,0013000	10,13952	10,13993	0,00041	1,688235E-04
P11	10,16082	10,15827	-0,0025500	10,15129	10,15095	-0,00034	-1,400000E-04
P12	10,12063	10,11762	-0,0030100	10,10952	10,10933	-0,00019	-7,823529E-05
P13	10,18415	10,18013	-0,0040200	10,17005	10,16978	-0,00027	-1,111765E-04
P14	10,1746	10,17322	-0,0013800	10,1641	10,16414	4E-05	1,647059E-05
P15	10,14542	10,14267	-0,0027500	10,13345	10,1332	-0,00025	-1,029412E-04
P16	10,1136	10,10974	-0,0038600	10,10415	10,1038	-0,00035	-1,441176E-04
P17	10,12552	10,12402	-0,0015000	10,11393	10,1135	-0,00043	-1,770588E-04
P18	10,1072	10,10667	-0,0005300	10,10208	10,10162	-0,00046	-1,894118E-04
P19	10,15768	10,1571	-0,0005800	10,15382	10,15349	-0,00033	-1,358824E-04
P20	10,12868	10,12735	-0,0013300	10,11817	10,11765	-0,00052	-2,141176E-04
P21	10,11528	10,11334	-0,0019400	10,10448	10,10412	-0,00036	-1,482353E-04
P22	10,14385	10,1422	-0,0016500	10,13283	10,1327	-0,00013	-5,352941E-05
P23	10,15635	10,15646	0,0001100	10,15315	10,1531	-5,000E-05	-2,058824E-05
P24	10,14679	10,14601	-0,0007800	10,14572	10,14551	-0,00021	-8,647059E-05
P25	10,14242	10,14062	-0,0018000	10,13692	10,13564	-0,00128	-5,270588E-04
P26	10,12107	10,11949	-0,0015800	10,11713	10,1157	-0,00143	-5,888235E-04
P27	10,20615	10,20549	-0,0006600	10,20576	10,2055	-0,00026	-1,070588E-04
P28	10,11	10,10938	-0,0006200	10,1073	10,1068	-0,0005	-2,058824E-04
P29	10,12148	10,12139	-0,0000900	10,1197	10,11945	-0,00025	-1,029412E-04
P30	10,1156	10,1148	-0,0008000	10,11398	10,11344	-0,00054	-2,223529E-04
P31	10,11662	10,11594	-0,00068	10,115	10,11455	-0,00045	-1,852941E-04
P32	10,17122	10,17067	-0,00055	10,16563	10,16496	-0,00067	-2,758824E-04
P33	10,13764	10,13727	-0,00037	10,129	10,12886	-0,00014	-5,764706E-05
P34	10,1904	10,18994	-0,00046	10,18832	10,18744	-0,00088	-3,623529E-04
P35	10,22626	10,22569	-0,00057	10,22522	10,22441	-0,00081	-3,335294E-04

(Continua...)

(Continuação)

	16/08/2014	30/08/2014		06/01/2015	09/02/2015		
PPilares	Nível (m)	Nível (m)	Variação (m) 14 dias	Nível	Nível	Variação (m) 34 dias	Interpolação para velocidade em 14 dias (μ/dia)
P36	10,21177	10,21108	-0,00069	10,20955	10,2091	-0,00045	-1,852941E-04
P37	10,18644	10,1855	-0,00094	10,18153	10,18171	0,00018	7,411765E-05
P38	10,1191	10,11882	-0,00028	10,11747	10,11674	-0,00073	-3,005882E-04

Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

APÊNDICE C – Planilha de variação total de nível, entre a primeira e última leitura de nivelamento

	16/08/2014	09/02/2015	
Pilares	Nível (m)	Nível (m)	Diferença (m)
P1	10,0986	10,09695	-0,00165
P2	10,12757	10,12145	-0,00612
P3	10,14085	10,13335	-0,0075
P4	10,12795	10,11645	-0,0115
P5	10,06285	10,05403	-0,00882
P6	10,15033	10,14808	-0,00225
P7	10,15145	10,1464	-0,00505
P8	10,15125	10,14547	-0,00578
P9	10,12513	10,11883	-0,0063
P10	10,14912	10,13993	-0,00919
P11	10,16082	10,15095	-0,00987
P12	10,12063	10,10933	-0,0113
P13	10,18415	10,16978	-0,01437
P14	10,1746	10,16414	-0,01046
P15	10,14542	10,1332	-0,01222
P16	10,1136	10,1038	-0,0098
P17	10,12552	10,1135	-0,01202
P18	10,1072	10,10162	-0,00558
P19	10,15768	10,15349	-0,00419
P20	10,12868	10,11765	-0,01103
P21	10,11528	10,10412	-0,01116
P22	10,14385	10,1327	-0,01115
P23	10,15635	10,1531	-0,00325
P24	10,14679	10,14551	-0,00128
P25	10,14242	10,13564	-0,00678
P26	10,12107	10,1157	-0,00537
P27	10,20615	10,2055	-0,00065
P28	10,11	10,1068	-0,0032
P29	10,12148	10,11945	-0,00203
P30	10,1156	10,11344	-0,00216
P31	10,11662	10,11455	-0,00207
P32	10,17122	10,16496	-0,00626
P33	10,13764	10,12886	-0,00878
P34	10,1904	10,18744	-0,00296
P35	10,22626	10,22441	-0,00185
P36	10,21177	10,2091	-0,00267
P37	10,18644	10,18171	-0,00473
P38	10,1191	10,11674	-0,00236

Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).

APÊNDICE D – Velocidade acumulada dos recalques, considerando 177 dias entre a primeira e última leitura

	16/08/2014	09/02/2015		
Pilares	Nível (m)	Nível(m)	Variação	Velocidade acumulada 177 dias
P1	10,0986	10,09695	-0,00165	-9,322033898
P2	10,12757	10,12145	-0,00612	-34,57627119
P3	10,14085	10,13335	-0,0075	-42,37288136
P4	10,12795	10,11645	-0,0115	-64,97175141
P5	10,06285	10,05403	-0,00882	-49,83050847
P6	10,15033	10,14808	-0,00225	-12,71186441
P7	10,15145	10,1464	-0,00505	-28,53107345
P8	10,15125	10,14547	-0,00578	-32,65536723
P9	10,12513	10,11883	-0,0063	-35,59322034
P10	10,14912	10,13993	-0,00919	-51,92090395
P11	10,16082	10,15095	-0,00987	-55,76271186
P12	10,12063	10,10933	-0,0113	-63,84180791
P13	10,18415	10,16978	-0,01437	-81,18644068
P14	10,1746	10,16414	-0,01046	-59,0960452
P15	10,14542	10,1332	-0,01222	-69,03954802
P16	10,1136	10,1038	-0,0098	-55,36723164
P17	10,12552	10,1135	-0,01202	-67,90960452
P18	10,1072	10,10162	-0,00558	-31,52542373
P19	10,15768	10,15349	-0,00419	-23,67231638
P20	10,12868	10,11765	-0,01103	-62,31638418
P21	10,11528	10,10412	-0,01116	-63,05084746
P22	10,14385	10,1327	-0,01115	-62,99435028
P23	10,15635	10,1531	-0,00325	-18,36158192
P24	10,14679	10,14551	-0,00128	-7,231638418
P25	10,14242	10,13564	-0,00678	-38,30508475
P26	10,12107	10,1157	-0,00537	-30,33898305
P27	10,20615	10,2055	-0,00065	-3,672316384
P28	10,11	10,1068	-0,0032	-18,07909605
P29	10,12148	10,11945	-0,00203	-11,46892655
P30	10,1156	10,11344	-0,00216	-12,20338983
P31	10,11662	10,11455	-0,00207	-11,69491525
P32	10,17122	10,16496	-0,00626	-35,36723164
P33	10,13764	10,12886	-0,00878	-49,60451977
P34	10,1904	10,18744	-0,00296	-16,72316384
P35	10,22626	10,22441	-0,00185	-10,4519774
P36	10,21177	10,2091	-0,00267	-15,08474576
P37	10,18644	10,18171	-0,00473	-26,72316384
P38	10,1191	10,11674	-0,00236	-13,33333333

Fonte: Do autor, arquivo pessoal (2014).